



Universidade Nova de Lisboa

Faculdade de Ciências e Tecnologia

# **Concepção e Projecto de um Edifício de Habitação com Estrutura em Betão Pré-Fabricado**

**Quirino José Jacinto Tomás**

Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em  
Engenharia Civil – Ramo de Estruturas e Geotecnia

Orientador: Professor Válder José da Guia Lúcio

## **Júri**

Presidente: Professor Nuno Manuel da Costa Guerra

Vogal: Professor António Segadães Madeira Tavares

Vogal: Professor Válder José da Guia Lúcio

**Fevereiro de 2010**



## **Agradecimentos**

Agradeço a oportunidade de ter sido orientado nesta dissertação pelo Prof. Válter Lúcio, professor cuja experiência e conhecimentos na área de engenharia de estruturas, e mais especificamente em estruturas de betão e pré-fabricação constituíram para mim uma mais-valia na realização deste trabalho, bem como na percepção da realidade do panorama nacional na área da pré-fabricação, da qual os meus conhecimentos se resumiam ao básico. As aulas de betão armado e todas as inúmeras reuniões que tivemos, foram fundamentais para a percepção de alguns fenómenos que me propunha analisar.

Agradeço também ao Engenheiro Rui Marreiros e à Engenheira Carla Marchão pelo auxílio prestado na construção do modelo e nalgumas situações críticas.

Ao Engenheiro Pedro Palma meu cunhado, por todas as dúvidas que me solucionou e por todas as dicas que me forneceu.

À minha mãe pela força que me deu e à minha irmã que para além da força, as correcções e ajudas em várias alturas, durante a realização desta dissertação.

Aos meus amigos, pelo interesse que demonstraram no meu estudo e pelo incentivo que me deram durante este trabalho.



## Resumo

Nos últimos anos tem-se assistido em Portugal, à utilização da pré-fabricação em betão armado apenas em elementos não estruturais ou em pavimentos de edifícios de habitação. Apesar da utilização de elementos estruturais pré-fabricados em obras de arte, túneis e outras estruturas especiais, estar largamente generalizada, o rótulo e descrença provocadas na época 1970 a 1980 ainda permanecem. Assim, é necessária uma mudança de mentalidade por parte dos construtores, projectistas e até da classe política.

Nos sistemas pré-fabricados, podem hoje utilizar-se materiais de última geração, colmatando as deficiências arquitectónicas e de conforto térmico e acústico existentes anteriormente. Para além destes factores, a pré-fabricação permite aliar ainda a rapidez de execução, a um maior controlo de qualidade e a um menor impacto ambiental. Países como a Suécia, a Noruega, a Holanda, a Nova Zelândia, a Finlândia e a Irlanda optam na generalidade dos casos por este tipo de concepção estrutural. Dadas as suas mais-valias, a pré-fabricação em betão armado pode ser uma solução estrutural a considerar, se projectada e executada segundo critérios de qualidade exigentes.

No presente trabalho apresenta-se um estudo sobre a pré-fabricação em betão armado, especificamente sobre a concepção e dimensionamento de um edifício em estrutura pré-fabricada. Nesta análise para além do comportamento estrutural, foram igualmente considerados aspectos construtivos.

Este estudo tem uma grande componente de pesquisa bibliográfica, uma vez que foi necessário reunir parte da vasta informação dispersa existente. Deste modo, compilou-se num único documento uma síntese dos factores determinantes à concepção, dimensionamento e pormenorização de ligações entre elementos pré-fabricados de betão.

A análise foi baseada na adaptação de uma solução estrutural betonada *in situ* (já existente), a uma solução pré-fabricada. Nos primeiros capítulos dá-se a conhecer os princípios que regem a pré-fabricação de elementos em betão armado e as normas e regulamentos existentes. Seguidamente definem-se as exigências a satisfazer pelas ligações, analisam-se mecanismos de transmissão de esforços em regiões de descontinuidade física, definem-se as acções a que o modelo está sujeito (cargas verticais, vento e sismo) e dimensionam-se todos os elementos necessários para a construção. Finalmente estudam-se os casos típicos de ligações desde as fundações até aos pavimentos e apresenta-se no final as pormenorizações necessárias para um correcto entendimento da especificidade das estruturas pré-fabricadas em betão armado.

Palavras-chave: pré-fabricação; elementos estruturais; projecto; ligações.

## Abstract

In the last years in Portugal, the use of precast concrete was mainly in non-structural elements or in pavements of residential buildings. Although the use of precast structural elements in bridges, tunnels and other special structures has been widely spread, the misconception and disbelief of the 70's and 80's still remain. Thus, the builders, designers and even the political policy have to change their mentality towards this subject.

Nowadays, it is possible to use the cutting edge materials in the precast systems, minimizing the architectural defects as well as the thermic and acoustic comfort observed in the past. Besides these factors, the precast allows a faster execution, a better quality control and a reduction of the impact on the environment. Countries like Sweden, Norway, the Netherlands, New Zealand, Finland and Ireland have chosen this kind of structural concept in most of the cases. Due to their surplus, the precast in concrete can be a structural solution to have in mind, if it is designed and executed according to the demanding quality criteria.

In this work, a study about the precast concrete is presented, specifically about the concept and design of a precast building. In this study, the structural behaviour as well as other construction aspects will be considered.

This study required a wide range of bibliographic research, since it was necessary to join all the information available. So, in this study a synthesis of relevant factors for the conception, dimension and details of precast concrete elements will be presented.

The analysis was based on the adaptation of an *in situ* concrete structural solution to a precast solution. In the first chapter the principles, which rule the concrete precast elements, are presented as well as the norms and the regulations. Then the connections requirements, are defined, the mechanisms of force transmission in physical discontinuity regions are analysed, the actions in the model (vertical loads, wind and earthquake actions ) are presented and all the elements required for the construction are designed.

Finally, the typical cases of connections, from the foundations until the pavements, are analysed, so that a correct understanding of a precast concrete structure can be taken.

Key-words: Precast; structural elements; design; connections.



# Índice

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO.....</b>	<b>1</b>
1.1	OBJECTIVO .....	1
1.2	ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO .....	2
<b>2</b>	<b>ESTADO DA ARTE .....</b>	<b>3</b>
2.1	RESUMO HISTÓRICO, SITUAÇÃO ACTUAL E PERSPECTIVAS FUTURAS .....	3
2.2	ASPECTOS GERAIS.....	3
2.3	DEFINIÇÕES .....	4
2.4	INDUSTRIALIZAÇÃO DA CONSTRUÇÃO .....	4
2.5	TIPOS DE BETÃO PRÉ-FABRICADO .....	5
2.6	MATERIAIS .....	6
2.7	PARTICULARIDADES DO PROJECTO DE ESTRUTURAS DE BETÃO PRÉ-FABRICADO .....	8
2.8	ANTECEDENTES DE INVESTIGAÇÃO.....	9
2.9	PRINCIPAIS FONTES DE INFORMAÇÃO .....	10
<b>3</b>	<b>CONCEPÇÃO ESTRUTURAL .....</b>	<b>12</b>
3.1	CONCEPÇÃO GERAL DA ESTRUTURA .....	12
3.2	LIGAÇÕES ENTRE ELEMENTOS PRÉ-FABRICADOS.....	27
<b>4</b>	<b>CASO DE ESTUDO: EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO E COMÉRCIO.....</b>	<b>59</b>
4.1	INTRODUÇÃO.....	59
4.2	CONCEPÇÃO DA ESTRUTURA.....	59
4.3	ACÇÕES CONSIDERADAS.....	60
4.4	PRÉ-DIMENSIONAMENTO.....	71
4.5	ANÁLISE DA ESTRUTURA .....	74
4.6	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA E DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS .....	81
4.7	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA E DIMENSIONAMENTO DAS LIGAÇÕES.....	109
<b>5</b>	<b>SÍNTESE, CONCLUSÕES E FUTURAS LINHAS DE INVESTIGAÇÃO .....</b>	<b>135</b>
5.1	SÍNTESE.....	135
5.2	CONCLUSÕES.....	136
5.3	FUTURAS LINHAS DE INVESTIGAÇÃO .....	137
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	138
	ANEXOS .....	142



## Índice de Figuras

Figura 2.1 – Exemplos de aplicação de betão armado com fibras a) Painel pré-fabricado com poliestireno com GRC projectado; b) Painel pré-fabricado de GRC como cofragem perdida (adaptada de [2]).....	8
Figura 3.1 – Estrutura reticulada contraventada por um núcleo resistente (extraída de [10]).....	13
Figura 3.2 – Tipos de estruturas pré-fabricadas: habitação e escritórios (extraída de [3]) .....	14
Figura 3.3 – Tipos de estruturas pré-fabricadas: grandes áreas de um só piso (extraída de [3]) .....	15
Figura 3.4 – Tipos de estruturas pré-fabricadas: auto-silos e armazéns de vários pisos (extraída de [3]) .	16
Figura 3.5 – Estrutura reticulada da zona de escritórios com 2 pisos de um armazém (zona do Carregado) .....	16
Figura 3.6 – Exemplos de pilares pré-fabricados (extraída de [1]).....	17
Figura 3.7 – (a) Viga Principal de cobertura, (b) secções típicas de vigas secundárias de cobertura (extraída de [1]).....	18
Figura 3.8 – Alguns tipos de vigas pré-fabricadas (extraída de [10]).....	18
Figura 3.9 – Exemplos de ligações Viga - Pilar com diferentes aparências (extraída de [10]) .....	19
Figura 3.10 – Estrutura reticulada de um edifício de vários pisos com elementos cruciformes (extraída de [12]).....	19
Figura 3.11 – Pré-Laje (extraída de [7]) .....	21
Figura 3.12 – Laje alveolada (adaptada de [7]) .....	21
Figura 3.13 – Laje em duplo T (adaptada de [7]).....	21
Figura 3.14 – Pavimento de uma estrutura pré-fabricada com lajes alveoladas (extraída de [7]) .....	22
Figura 3.15 – Estruturas com zonas sismo-resistentes (adaptada de [3]) .....	27
Figura 3.16 – Ligações Laje – Parede (extraída de [10]) .....	28
Figura 3.17 – Ligação Viga – Pilar com recurso a uma consola curta (extraída de [10]) .....	28
Figura 3.18 – Ligação Laje - Viga (extraída de [10]).....	28
Figura 3.19 – Ligação Pilar – Fundação, Pilar – Pilar, Viga – Pilar e Laje – Viga (adaptada de [1]).....	30
Figura 3.20 – Ligação Laje – Laje e Laje – Viga, com pranchas vazadas (extraída de [10]) .....	30
Figura 3.21 – Sistema emulativo para pequenos vãos (extraída de [3]).....	31
Figura 3.22 – Gráfico Momento-Curvatura (extraída de [17]) .....	32
Figura 3.23 – Ligação pilar - fundação (extraída de [1]) .....	34
Figura 3.24 – Ligações pilar - fundação mais correntes (extraída de [3]) .....	34
Figura 3.25 – Modelo de escoras e tirantes no pilar com transmissão da reacção vertical centrada (extraída de [21]).....	35
Figura 3.26 – Modelo de forças internas no pilar com transmissão da reacção vertical excêntrica (extraída de [3]).....	36
Figura 3.27 – Modelo de escoras e tirantes proposto (extraída de [21]).....	37
Figura 3.28 – Modelos de escoras e tirantes para uma sapata com pedestal (extraída de [3]).....	38

Figura 3.29 – Modelo de escoras e tirantes para uma carga excêntrica numa sapata .....	39
Figura 3.30 – Ligação pilar - fundação com recurso a chumbadouros corrente (extraída de [3]) .....	39
Figura 3.31 – Ligação pilar - fundação com recurso a armaduras salientes (extraída de [3]).....	39
Figura 3.32 – Ligação pilar - fundação com armadura saliente do pilar (extraída de [10]) .....	40
Figura 3.33 – Ligação pilar - fundação com armaduras salientes de fundação (extraída de [3]).....	41
Figura 3.34 – Ligação pilar - fundação com armaduras salientes do pilar (extraída de [3]).....	41
Figura 3.35 – Exemplo de apoio na fase da montagem (extraída de [3]) .....	42
Figura 3.36 – Tensões principais numa consola curta com $a = d$ (extraída de [1]) .....	43
Figura 3.37 – Disposição das armaduras de um pilar com consolas curtas, por betonar; .....	43
Figura 3.38 – Modelo de escoras e tirantes para a consola curta (extraída de [13]) .....	44
Figura 3.39 – Pormenorização das armaduras em consolas curtas (extraída de [13]).....	44
Figura 3.40 – Solução proposta pela B.S Itália (extraída de [22]).....	45
Figura 3.41 – Diferentes modelos de escoras e tirantes aplicados a uma viga indentada (adaptada de [1]) .....	46
Figura 3.42 – Exemplo de um dente de viga com armadura de espera.....	46
Figura 3.43 – Fendilhação provável, associada à utilização isolada dos modelos (a) modelo da figura 3.41 d) e c); (b) modelo da figura 3.41 a) (adaptada de [1]) .....	47
Figura 3.44 – Pormenorização da armadura segundo o modelo de cálculo (b) (extraída de [1]) .....	47
Figura 3.45 – Pormenores tipo nas extremidades de vigas: a) laços como reforço na zona do apoio; b) laços em vigas com dente; c) rotura em pormenor errado ou excesso de recobrimento; d) rotura por falta de amarração da armadura (extraída de [3]) .....	48
Figura 3.46 – Ligação com betonagem em obra do nó viga - pilar (adaptada de [23]).....	49
Figura 3.47 – Varão roscado e emenda mecânica (extraída de [24]) .....	50
Figura 3.48 – Ligação viga – pilar em vigas rectangulares com betonagem complementar (extraída de [7]) .....	51
Figura 3.49 – Resultados experimentais da ligação anterior (extraída de [7]) .....	51
Figura 3.50 – Sistema Dywidag (extraída de [25]).....	52
Figura 3.51 – Ligação com acopladores mecânicos dúcteis e resposta histerética (adaptada de [8]).....	52
Figura 3.52 – Ligação com pós-esforço não aderente (adaptada de [7]).....	53
Figura 3.53 – Ligação Elástica; comportamento não linear elástico; com viga pré – tensionada (adaptada de [7]).....	54
Figura 3.54 – Ligação rígido - plástica com recurso a ligação aparafusada (adaptada de [7]).....	54
Figura 3.55 – Resultados experimentais da ligação anterior (1 kip = 4.55 KN) (extraída de [7]) .....	55
Figura 3.56 – Pormenores da ligação híbrida (adaptada de [26]) .....	55
Figura 3.57 – Pormenores da ligação híbrida (adaptada de [27]) .....	56
Figura 3.58 – Resultados experimentais da ligação anterior (extraída de [8]) .....	56
Figura 3.59 – Junta ondulada de lajes alveoladas (extraída de [28]).....	57
Figura 3.60 – Mecanismo de transferência da força de corte entre duas pranchas de laje alveolada (extraída de [10]).....	57

Figura 4.1 – Planta do edifício (adaptada de [30]) .....	61
Figura 4.2 – Corte do edifício e divisão em zonas (extraída de [30]) .....	62
Figura 4.3 – Zonas da fachada (adaptada de [30]) .....	62
Figura 4.4 – Pressão sobre as superfícies (adaptada de [30]) .....	63
Figura 4.5 – Exemplo de um fluxo de vento possível (N-S, neste caso) .....	65
Figura 4.6 – Corte do edifício e divisão em zonas (extraída de [30]) .....	65
Figura 4.7 – Zonas da fachada (adaptada de [30]) .....	66
Figura 4.8 – Exemplo de um fluxo de vento possível (W-E, neste caso) .....	67
Figura 4.9 – Espectro de resposta elástico (adaptada de [14]) .....	70
Figura 4.10 – Espectro de resposta de Cálculo .....	70
Figura 4.11 – Distribuição das cargas da laje e consequente modelo das vigas .....	72
Figura 4.12 – Modelação das paredes de contenção .....	75
Figura 4.13 – Esquema das paredes do elevador .....	75
Figura 4.14 – Modelo 3D da estrutura .....	75
Figura 4.15 – Deformada do edifício devido ao peso próprio (em 3D) .....	77
Figura 4.16 – Diagrama de esforços de $M_{33}$ num pilar devido à combinação fundamental .....	77
Figura 4.17 – Definição da acção sísmica segundo ambas as direcções .....	78
Figura 4.18 – Frequências e Períodos correspondentes aos diferentes modos de vibração .....	78
Figura 4.19 – 1º Modo de Vibração .....	79
Figura 4.20 – 2º Modo de Vibração .....	79
Figura 4.21 – 5º Modo de Vibração .....	80
Figura 4.22 – Modelo de cálculo da laje na zona do vão .....	82
Figura 4.23 – Pilar em estudo em 3D .....	83
Figura 4.24 – Armadura em $\text{cm}^2$ na direcção X .....	85
Figura 4.25 – Exemplo de convergência de pilares e vigas num nó .....	87
Figura 4.26 – Definição das excentricidades $e_y$ e $e_z$ (extraída de [13]) .....	93
Figura 4.27 – Ábaco de flexão composta (extraída de [33]) .....	94
Figura 4.28 – Modelo de escoras e tirantes para uma sapata, sujeita apenas a esforço axial (adaptada de [36]) .....	103
Figura 4.29 – Contornos de controlo de referência típicos em torno de áreas carregadas (extraída de [13]) .....	105
Figura 4.30 – Altura da secção de controlo de uma sapata de altura variável (extraída de [13]) .....	106
Figura 4.31 – Modelo de escoras e tirantes para uma sapata, sujeita apenas a esforço axial (adaptada de [36]) .....	107
Figura 4.32 – Punçoamento na base da fundação para interface de contacto entre o cálice e o pilar lisa (a) ou rugosa (b) (adaptada de [37]) .....	109
Figura 4.33 – Elevação do 1º troço de pilar durante a fase construtiva .....	111
Figura 4.34 – Diferentes fases da montagem de uma ligação Pilar-Fundação com armaduras salientes do pilar (extraída de [38]) .....	111

Figura 4.35 – Fase definitiva da ligação Pilar - Sapata com Copo (Obra na zona do Carregado).....	112
Figura 4.36 – Esquema da ligação Pilar - Sapata com Copo .....	112
Figura 4.37 – Esquema da ligação Pilar - Sapata com Armaduras Salientes.....	113
Figura 4.38 – Modos de rotura da ligação executada com varão embebido num negativo selado com grout (extraída de [39]).....	114
Figura 4.39 – Modos de rotura com bainha metálica (extraída de [39]).....	115
Figura 4.40 – Gama de peças disponíveis no mercado para a suspensão dos elementos pré-fabricados (extraída de [41]).....	116
Figura 4.41 – Elevação do 2º troço de pilar durante a fase construtiva .....	117
Figura 4.42 – Elevação do 3º troço de pilar durante a fase construtiva .....	117
Figura 4.43 – Esquemático das peças necessárias à ligação; Corte e Perspectiva Axonométrica da mesma ligação (adaptada de [38]).....	118
Figura 4.44 – Peças utilizadas na ligação (adaptada de [38]) .....	118
Figura 4.45 – Armadura do Pilar P1.....	119
Figura 4.46 – Esquema da sobreposição dos pilares no piso -1 e consequentes armaduras de ligação ..	119
Figura 4.47 – Esquema da sobreposição dos pilares no piso 3 e consequentes armaduras de ligação ..	120
Figura 4.48 – Dimensões dos apoios (extraída de [13]) .....	122
Figura 4.49 – Planta da zona do pilar e da consola curta na direcção X .....	123
Figura 4.50 – Corte na zona do pilar e da consola curta na direcção X.....	123
Figura 4.51 – Método das escoras e tirantes aplicado à consola curta do pilar (adaptada de [42]) .....	124
Figura 4.52 – Esquema de armaduras na consola curta .....	126
Figura 4.53 – Planta da zona do pilar e da consola curta na direcção Y .....	127
Figura 4.54 – Corte na zona do pilar e da consola curta na direcção Y.....	128
Figura 4.55 – Esquema de armaduras na consola curta .....	130
Figura 4.56 – Modelo de cálculo utilizado no dimensionamento (extraída de [3]) .....	130
Figura 4.57 – Elevação e posicionamento de pranchas alveoladas (extraída de [43]).....	132
Figura 4.58 – Prancha pré-fabricada (extraída de [44]) .....	132
Figura 4.59 – Fases que constituem a montagem de um pavimento com pranchas alveoladas (extraída de [44]).....	133
Figura 4.60 – Ligação laje - viga: (a) viga metálica, (b) viga com abas laterais (extraída de [6]).....	133

## Índice de Tabelas

Tabela 2.1 – Tipos de betão pré-fabricado .....	5
Tabela 3.1 – Dimensões correntes de estruturas reticuladas (extraída de [1]).....	17
Tabela 3.2 – Dimensões e características das lajes de pavimentos pré-fabricados (adaptada de [11]).....	22
Tabela 3.3 – Classificação das ligações .....	29
Tabela 4.1 – Acções que actuam ao nível de cada piso tipo (kN/m <sup>2</sup> ).....	60
Tabela 4.2 – Valores dos coeficientes $\Psi$ para os pavimentos de edifícios (adaptada de [29]).....	61
Tabela 4.3 – Coeficientes de pressão exterior das fachadas .....	62
Tabela 4.4 – Coeficientes de pressão interior.....	62
Tabela 4.5 – Pressões sobre as superfícies (kN/m <sup>2</sup> ) .....	63
Tabela 4.6 – Esforços nos pilares (kN/m) .....	64
Tabela 4.7 – Esforços nos pilares (kN/m) .....	64
Tabela 4.8 – Coeficientes de pressão exterior das fachadas .....	66
Tabela 4.9 – Coeficientes de pressão interior.....	66
Tabela 4.10 – Pressões sobre as superfícies (kN/m <sup>2</sup> ) .....	66
Tabela 4.11 – Esforços nos pilares (kN/m) .....	67
Tabela 4.12 – Esforços nos pilares (kN/m) .....	67
Tabela 4.13 – S e Períodos (s) (acção sísmica tipo 1) .....	68
Tabela 4.14 – S e Períodos (s) (acção sísmica tipo 2) .....	69
Tabela 4.15 – Diferentes combinações utilizadas no dimensionamento da estrutura.....	71
Tabela 4.16 – Estimativa de cargas aplicadas (kN) por pilar e por piso .....	73
Tabela 4.17 – Dimensões adoptada para as secções dos pilares .....	74
Tabela 4.18 – Massa que vibra consoante os diferentes Modos .....	80
Tabela 4.19 – Valores do expoente $a$ para secções rectangulares (adoptada de [13]) .....	92
Tabela 4.20 – Efeitos de 1ª ordem para todas as combinações $a$ que o edifício está sujeito.....	95
Tabela 4.21 – Efeitos de 2ª ordem para todas as combinações $a$ que o edifício está sujeito.....	96
Tabela 4.22 – Esforços de cálculo para todas as combinações $a$ que o edifício está sujeito .....	97
Tabela 4.23 – Cálculo da armadura para todas as combinações $a$ que o edifício está sujeito.....	98
Tabela 4.24 – Tabela resumo da armadura do pilar por piso e respectiva secção em planta .....	99
Tabela 4.25 – Tabela resumo da armadura do pilar por piso e respectiva secção em planta .....	104
Tabela 4.26 – Propriedades do 1º troço de pilar pré-fabricado.....	110
Tabela 4.27 – Propriedades das sapatas pré-fabricadas.....	110
Tabela 4.28 – Armadura necessário em cada zona do dente na direcção X.....	131
Tabela 4.29 – Armadura necessário em cada zona do dente e respectivos comprimentos .....	131



# 1 INTRODUÇÃO

A indústria da construção civil é considerada economicamente atractiva, no entanto, a tendência para um baixo controlo de qualidade e para uma morosa execução pode colocar alguns entraves ao seu desenvolvimento.

“Uma vez que a pré-fabricação de estruturas de betão armado e pré-esforçado é um processo de industrialização de elevado potencial, já no presente e com vantagens competitivas no mercado futuro da indústria da construção civil.” [1], esta pode ser um meio de mudança da imagem do ramo, que sofre da “Síndrome dos 3Ds”: dirty , difficult and dangerous.

Regra geral, a utilização de técnicas associadas à pré-fabricação aumenta com o grau de desenvolvimento tecnológico e social do país. Apesar desta indústria ter vindo a crescer recentemente, Portugal não tem uma grande tradição na utilização desta técnica para a construção de edifícios, assistindo-se, sobretudo, à utilização em elementos não estruturais (painéis de fachada, blocos de betão para paredes ou pavimentos) e de elementos para pavimentos (“lajes de vigotas”), isto, apesar de estar largamente generalizada na utilização de elementos estruturais pré-fabricados em obras de arte (pontes e viadutos), túneis e outras estruturas especiais (reservatórios, recintos desportivos e infra-estruturas portuárias).

Na realização de uma construção pré-fabricada podem identificar-se cinco etapas de realização: projecto, fabrico dos elementos, transporte, montagem e ligação dos elementos.

O presente trabalho pretende divulgar algumas soluções existentes neste tipo de construções, assim como divulgar uma síntese do estado actual de conhecimentos, do ponto de vista estrutural e considerando aspectos construtivos.

## 1.1 OBJECTIVO

A presente dissertação de mestrado incide sobre a análise de soluções construtivas com elementos estruturais pré-fabricados na concepção de edifícios. Pretende-se ilustrar a especificidade deste tipo de obras bem como as principais vantagens e desvantagens que lhes estão associadas.

O principal objectivo deste trabalho é, através da abordagem destas questões, contribuir para a clarificação de determinados aspectos relativos ao seu dimensionamento e à sua concepção, nomeadamente em relação às ligações entre os diferentes elementos.

O caso de estudo que serviu como base de trabalho para esta dissertação de mestrado é um edifício de habitação multifamiliar localizado na área metropolitana de Lisboa. O edifício desenvolve-se em dez níveis: duas caves ( piso -2 e piso -1), rés-do-chão ( piso 0) e sete pisos

elevados. A estrutura do edifício é definida por um conjunto de pórticos ortogonais, formados por pilares e vigas que suportam as lajes de betão armado. Em toda a altura do edifício desenvolvem-se duas paredes resistentes na direcção Y e ao nível das caves existem muros periféricos de contenção que suportam o peso do solo. O pavimento térreo é constituído por uma laje armada apoiada no solo e os pilares são fundados directamente através de sapatas. Nos pilares situados ao longo dos muros de contenção, as sapatas são parte da própria sapata do muro. Na zona das paredes dos elevadores, adoptou-se uma sapata única, constituindo-se uma laje de fundação para cada um destes elementos. Para além das sapatas, as fundações incluem também um conjunto de vigas de fundação, as quais ajudam no travamento dos muros de contenção da cave ao nível do solo e dos pilares.

## **1.2 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO**

São cinco os capítulos que compõem a dissertação, nestes são incluídos a introdução e a conclusão, que constituem respectivamente o primeiro e último capítulos.

No segundo capítulo é descrito o presente estado da arte e todos os aspectos gerais relativos às vantagens e desvantagens da pré-fabricação, um breve resumo histórico e perspectivas futuras, aspectos gerais e antecedentes de investigação sobre o tema.

O terceiro capítulo é dedicado à concepção estrutural, à descrição dos elementos estruturais como peças individuais e à análise da regulamentação vigente. Para além de se descreverem todos os aspectos relativos às ligações, nomeadamente a classificação, exigências funcionais e modelos de comportamento.

O quarto capítulo apresenta o projecto do edifício, descrevendo: o pré-dimensionamento e o dimensionamento que deve ser efectuado nos elementos estruturais, sujeitos aos diferentes tipos de acções, tanto verticais como horizontais; a concepção das peças dimensionadas; as ligações entre os diferentes elementos; e as diferentes tomadas de decisão.

No quinto e último capítulo, é exposta a síntese, são apresentadas as principais conclusões relativas ao trabalho desenvolvido e feitas considerações acerca de desenvolvimentos que se consideram necessários para melhorar e divulgar soluções pré-fabricadas.



## **2 ESTADO DA ARTE**

Neste capítulo irão focar-se aspectos gerais do estado da arte, porém o assunto não se esgota aqui, uma vez que o Capítulo 3 (Concepção Estrutural) foca aspectos mais particulares da pré-fabricação.

### **2.1 RESUMO HISTÓRICO, SITUAÇÃO ACTUAL E PERSPECTIVAS FUTURAS**

Desde o início do betão armado que a pré-fabricação do mesmo material esteve presente. As primeiras peças de betão armado foram elementos pré-fabricados e a primeira construção com o emprego de elementos pré-fabricados foi, provavelmente, o casino de Biarritz (França em 1891) para o qual as vigas foram pré-fabricadas.

O período correspondente ao final do século XIX e início do século XX é marcado por um enorme incremento do emprego do betão armado na construção civil e consequentemente de aplicações da pré-fabricação.

Após o final da Segunda Guerra Mundial, ocorreu um grande impulso das aplicações do betão pré-fabricado na Europa, principalmente habitações e pontes. As principais razões desse impulso foram: necessidade de construção em grande escala, escassez de mão-de-obra e o desenvolvimento da tecnologia do betão pré-esforçado. Esse desenvolvimento concentrou-se inicialmente na Europa Ocidental, estendendo-se posteriormente para a Europa Oriental [2].

Actualmente, o emprego da pré-fabricação na Europa, nos Estados Unidos, na Austrália e no Japão tem avançado, mas sem a grande euforia do pós-guerra. Quanto às tendências do emprego e estudo do betão pré-fabricado, no panorama mundial merecem destaque os seguintes aspectos:

Automatização do projecto, com o objectivo de desenvolver as soluções personalizadas;

- Aumento do uso do betão arquitectónico (betão colorido, com diferentes texturas e formas superficiais);
- Automatização da execução dos elementos de uso intensivo, principalmente os de produção especializada; aumento do uso de betão de alto desempenho e autocompactável;
- Desenvolvimento de sistemas estruturais resistentes a sismos.

### **2.2 ASPECTOS GERAIS**

O campo de aplicação do betão pré-fabricado é muito vasto, abrangendo desde edificações (estruturas de edifícios habitacionais, industriais e comerciais), equipamentos urbanos: hospitais,

terminais de transportes, etc.), construção pesada (pontes, túneis, estádios), até diversas obras civis (muros, galerias, reservatórios).

As soluções pré-fabricadas, face às soluções moldadas *in situ*, permitem uma maior facilidade na implementação de sistemas de gestão e controlo de qualidade; a utilização de mão-de-obra especializada; um menor risco e incerteza no planeamento; melhores condições de trabalho e de qualidade geral dos produtos; meios de produção apropriados, com manutenção e equipamentos calibrados; facilidade de utilização de processos tecnológicos mais evoluídos (moldes metálicos, mesas vibradoras e vibração à cofragem; cura por vapor, utilização de betões especiais, etc.) que permitem um maior rigor geométrico e uma maior qualidade das superfícies das peças. Em resumo, com este tipo de sistemas assegura-se um maior controlo físico e financeiro e, na maioria dos casos, redução dos prazos e dos custos da construção [3].

A pré-fabricação apresenta como desvantagens o elevado custo do transporte e montagem dos elementos (muitas vezes devido às suas dimensões). A utilização deste tipo de soluções requer, um projecto bastante detalhado; uma coordenação cuidada entre as várias especialidades e a necessidade de um planeamento rigoroso. É de referir, a especial atenção que se deve dar ao estudo e execução das ligações entre elementos estruturais, para que sejam eficientes [3].

## 2.3 DEFINIÇÕES

As estruturas pré-fabricadas diferem das moldadas *in situ*, uma vez que os seus componentes são produzidos num local diferente daquele a que se destinam a ocupar na estrutura definitiva. Assim, para estas duas soluções estruturais, resulta um processo produtivo diferente, pois, enquanto as estruturas pré-fabricadas são produzidas em instalações fabris, a produção das estruturas moldadas *in situ* desenrola-se quase totalmente no local da construção.

As estruturas pré-fabricadas caracterizam-se ainda, por envolverem a realização, no local, das ligações entre os componentes estruturais, de modo a criar um grau de monolitismo semelhante ao das estruturas moldadas *in situ* [4].

## 2.4 INDUSTRIALIZAÇÃO DA CONSTRUÇÃO

Na construção civil, assim como na maioria de outras actividades industriais, podem-se caracterizar três etapas de desenvolvimento: manufaturação, mecanização e industrialização.

A produção industrializada da construção apresenta alguns aspectos peculiares que não podem ser desprezados, principalmente na construção habitacional, apesar de existirem algumas semelhanças com outros ramos industriais. Estes aspectos principais são: maior ligação da

construção com a natureza, a necessidade de fundações, que depende de factores condicionantes locais, e o grande número de fornecedores.

A pré-fabricação envolve sempre actividades no local, mesmo que seja só a montagem. Deste modo, podem definir-se índices de pré-fabricação em função de custos ou de tempos. Quanto maiores esses índices, maior o grau de industrialização de determinado sistema construtivo [2].

## 2.5 TIPOS DE BETÃO PRÉ-FABRICADO

Os elementos pré-fabricados podem ser classificados consoante o local de pré-moldagem, a secção transversal, o processo de execução, e a sua função.

Tipo de betão pré-fabricado		
Local de pré-moldagem	Fábrica	Estaleiro
Secção transversal	Completa	Parcial
Categoria do peso dos elementos	"Pesado"	"Leve"
Função	Estrutural	Arquitectónico

Tabela 2.1 – Tipos de betão pré-fabricado

O betão pré-fabricado é executado em instalações distantes da obra. A capacidade de produção da fábrica e produtividade do processo dependem principalmente dos investimentos em moldes e equipamentos. Dependendo do tamanho dos elementos, deve considerar-se a questão do transporte da fábrica até à obra, tanto relativamente ao custo como à obediência do gabarito de transporte e às facilidades de transporte. O betão pré-moldado em estaleiro é executado em instalações temporárias nas proximidades da obra e essas instalações podem ser mais ou menos sofisticadas. Para este tipo de elemento, não há necessidade de considerar o transporte de longa distância, e portanto, as facilidades de transporte e a obediência a gabarito de transporte não são condicionantes para a sua utilização [2].

Quanto à secção utilizada, o pré-fabricado de secção completa é executado de modo a que a sua secção resistente seja formada fora do local de utilização definitivo. Na aplicação deste tipo de pré-fabricado pode ocorrer o emprego de betão moldado no local, em ligações ou regularizações, não ampliando a secção resistente. O pré-fabricado de secção parcial é moldado apenas como parte da secção resistente final, que posteriormente se completa na posição de utilização definitiva com betão moldado no local. Com a utilização deste tipo de elementos, há maior facilidade na realização das ligações, para além da betonagem no local proporcionar um certo grau de monolitismo à estrutura [2].

Relativamente à categoria do peso do elemento, a distinção entre pré-fabricado “leve” e “pesado” é subjectiva e circunstancial. Desse modo, pode resumir-se que o elemento pré-fabricado “pesado” é um elemento que necessita de equipamentos especiais para o transporte e montagem, enquanto que o pré-fabricado “leve” é aquele que não necessita de equipamentos especiais para o transporte e montagem, podendo-se improvisar os equipamentos ou mesmo atingir a situação em que a montagem passa a ser manual [2].

A aparência dos elementos pré-fabricados subdivide-se em estrutural e arquitectónica. O pré-fabricado estrutural será aquele em que não existe preocupação em relação à aparência do elemento, por outro lado, o pré-fabricado arquitectónico refere-se a qualquer elemento de forma especial ou padronizada que mediante o acabamento, forma, cor ou textura contribui para a arquitectura, ou efeito de acabamento da construção, podendo estes elementos terem também finalidade estrutural. No betão pré-fabricado geralmente existe preocupação com a aparência, podendo esta ser de maior grau (emprego combinado ou não de recursos: acabamentos com agregados expostos, polimento, tijolo cerâmico, pedra e emprego de relevos) ou de menor grau (dosagem adequada para evitar falhas superficiais). O betão arquitectónico corresponde na Europa e nos EUA a um segmento bastante desenvolvido do mercado, mas em Portugal ainda é pouco explorado [2].

## **2.6 MATERIAIS**

Os materiais usados na construção civil deveriam apresentar as seguintes qualidades desejáveis:

1. Grande durabilidade;
2. Não necessitar de grandes cuidados de manutenção;
3. Isolante térmico e hidrófugo;
4. Resistência ao fogo;
5. Estabilidade volumétrica;
6. Resistência mecânica elevada;
7. Tendo em vista a industrialização das construções, seria interessante que os materiais apresentassem ainda, as seguintes características:
  - 7.1 Facilidade de ser executado por meios mecânicos;
  - 7.2 Possibilitar ligações de forma rápida e simples;
  - 7.3 Desempenhar simultaneamente as funções de estrutura e acabamento.

O betão armado, incluindo as suas variações, apresenta grande parte das qualidades desejáveis para materiais de construção e características apropriadas para a industrialização. Essas qualidades conjugadas com o custo tornam-no um material bastante viável para a industrialização.

O betão armado é a associação de betão com armadura de aço em forma de varões, fios ou redes e o betão pré-esforçado é a associação de betão com armadura de elevada resistência de aço, combinada ou não, com armadura ordinária.

Outra associação possível é a estrutura mista que consiste na associação de betão com perfis de aço (a sua aplicação em pré-fabricação é mais limitada).

Ainda com o emprego de armadura contínua tem-se argamassa armada, que corresponde à associação de argamassa com armadura de aço ordinária, em forma de rede, empregada em elementos de pequena espessura. Como os elementos resultantes do emprego da argamassa armada têm peso relativamente pequeno em relação aos similares de betão armado, esse tipo de associação tem grande interesse para o emprego de pré-fabricado leve [2].

Os aglomerados associados à armadura descontínua, denominados genericamente de betão armado com fibras ou betão reforçado com fibras, podem ser agrupados em três categorias:

- baixa taxa volumétrica de fibras, menos de 1%, utiliza-se tipicamente em grandes volumes de betão;
- moderada taxa volumétrica de fibras, de 1% a 5% utilizada tipicamente em betões de granulometria fina e argamassa (por exemplo, em painéis e torres para antenas de telecomunicações, etc. em GRC – Glass Reinforced Concrete) [5].
- elevada taxa volumétrica de fibras, de 5% a 15%, utilizada em elementos de pequena espessura com pastas ou argamassas (SIFCON – Slurry infiltrated fiber reinforced concrete e o SIMCON – Slurry infiltrated mant reinforced concrete: betão com fibras em que estas são previamente colocadas no molde).

A aplicação dos betões com fibras em pré-fabricação tem sido estudada e efectuada, para elementos com pouca ou nenhuma responsabilidade estrutural. Um dos tipos de associação bastante utilizada na Europa e nos Estados Unidos são os painéis de betão com fibras de vidro (GRC – figura 2.1), usado principalmente em fachadas [2].

Uma das alternativas ao betão corrente é o betão de alta resistência (este ao apresentar um aumento da resistência à compressão, faz com que algumas propriedades melhorem, tais como, a durabilidade e a capacidade de protecção da armadura em relação à corrosão). Por outro lado, o aumento da resistência acarreta um aumento da fragilidade do material, devido à diminuição da ductilidade. O estudo e a aplicação deste tipo de betão têm sido feitos ao longo do tempo, no

entanto, intensificou-se a partir da década de 90 e, devido a possibilitar a redução das secções transversais dos elementos, existe um grande interesse na sua utilização para a pré-fabricação. Ainda em relação aos materiais, merece ser destacado o emprego de agregados de baixa densidade (betão leve ou argamassa leve), uma vez que sua utilização em elementos de betão pré-fabricado reduz o peso dos elementos [2].

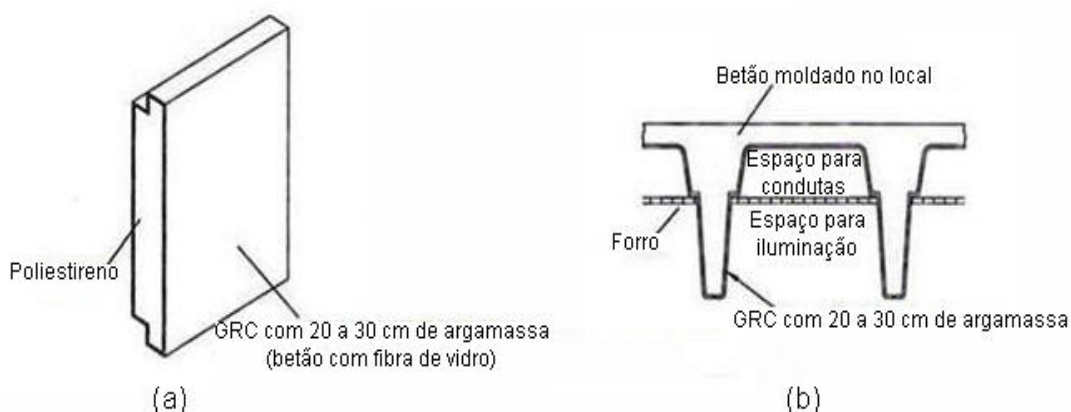


Figura 2.1 – Exemplos de aplicação de betão armado com fibras a) Painel pré-fabricado com poliestireno com GRC projectado; b) Painel pré-fabricado de GRC como cofragem perdida (adaptada de [2])

## 2.7 PARTICULARIDADES DO PROJECTO DE ESTRUTURAS DE BETÃO PRÉ-FABRICADO

O projecto de estruturas de betão pré-fabricado distingue-se do projecto das estruturas de betão moldado *in situ* no que se refere à sua análise estrutural, pelas seguintes razões:

- Necessidade de considerar outras situações de cálculo para além da situação final da estrutura;
- Necessidade de considerar as particularidades das ligações entre os diferentes elementos pré-fabricados e os de betão moldado no local.

Para o elemento pré-fabricado devem ser consideradas, além da situação final, situações intermédias correspondentes às fases de desmoldagem, transporte, armazenamento e montagem, que podem apresentar situações mais desfavoráveis do que aquelas correspondentes à situação definitiva. Antes da efectivação das ligações definitivas, a estrutura também deve ser objecto de verificação de segurança [2].

As ligações mais simples, normalmente articulações, acarretam elementos mais solicitados à flexão quando comparados com similares de betão moldado no local, bem como, uma menor capacidade da estrutura para redistribuir esforços. Já as ligações que possibilitam a transmissão

de momentos flectores, chamadas de ligações de continuidade, tendem a produzir estruturas com comportamento próximo do das estruturas moldadas no local. Estas são, regra geral, mais difíceis de executar e, reduzem uma das principais vantagens da pré-fabricação que é a rapidez da construção [2].

Os sistemas estruturais devem ser concebidos tendo em vista aspectos construtivos e estruturais. No caso de betão pré-fabricado, muitas vezes os aspectos construtivos sobrepõem-se aos aspectos estruturais. Deste modo, nos sistemas estruturais de betão pré-fabricado, são privilegiadas as facilidades de manuseamento e transporte dos elementos pré-fabricados e as facilidades de montagem e execução das ligações para construir a estrutura [2].

Como consequência da importância dos aspectos construtivos, os sistemas estruturais empregues nem sempre são os mais adequados para utilização de betão pré-fabricado.

Cabe destacar ainda, que nos projectos de estruturas de betão pré-fabricado, devem ser levadas em conta as tolerâncias e folgas de montagem, inerentes a toda construção. Para a correcta realização do cálculo estrutural em relação às situações intermédias é necessário, ainda, conhecer todas as etapas envolvidas na produção, e consequente definição das propriedades geométricas dos elementos [2].

Para além disso, é necessário referir a importância e a facilidade com que se produzem elementos pré-esforçados (por pré-tensão) na pré-fabricação, como é o caso dos pavimentos (vigotas e lajes alveoladas), das vigas para pontes, etc.

No projecto de estruturas de betão pré-fabricado devem ser tomados certos cuidados, relativamente a um maior detalhe e especificação, visando reduzir as improvisações nas etapas envolvidas com a construção. Estas improvisações ocorrem e são normalmente assimiladas nas estruturas de betão moldado *in situ*, porém com o uso de pré-fabricação são incompatíveis. Conclui-se assim que, o projecto de estruturas de betão pré-fabricado é mais meticuloso, e deve ser preferencialmente feito por equipas multidisciplinares ou por profissionais que tenham conhecimento do processo de produção [2].

## **2.8 ANTECEDENTES DE INVESTIGAÇÃO**

A investigação de estruturas pré-fabricadas de betão confunde-se, muitas vezes, com a restante área de investigação das estruturas e materiais, pois a pré-fabricação utiliza todas as tecnologias disponíveis. A diferença mais acentuada face aos restantes campos da engenharia civil são as ligações, porém como também estas são concebidas com materiais e conceitos desenvolvidos para outros fins, não passam de mais que uma concepção com base na técnica e materiais disponíveis.

## **Portugal**

Da investigação realizada no nosso país, referenciam-se os seguintes trabalhos:

- “Comportamento de Ligações de Estruturas Pré-fabricadas de Betão” [6] trabalho desenvolvido por Pompeu dos Santos;
- “Comportamento Sísmico de Estruturas Pré-Fabricadas e Desenvolvimento de um Sistema Reticulado Contínuo” [4] trabalho realizado por Jorge Proença;
- “Ligações entre Elementos Pré-Fabricados de Betão” [1] trabalho desenvolvido por António Santos Silva;
- “Ligação Contínua Viga – Pilar em Estruturas Pré-Moldadas de Betão” [7] trabalho realizado por Pedro Reis;
- “Caracterização experimental do comportamento Sísmico de um Sistema de Estruturas Pré-moldadas em Betão Armado” [8] trabalho desenvolvido por João Romba.

## **PRESSS**

O Precast Seismic Structural Systems (PRESSS) Research Program foi um programa de investigação que decorreu da colaboração dos Estados Unidos e do Japão na década de 90, que tinha por objectivos fundamentais:

- desenvolvimento de novos materiais, conceitos e tecnologia para estruturas pré-fabricadas em zonas sísmicas;
- desenvolvimento de recomendações de projecto baseadas em investigação tanto teórica, como experimental, de modo a aumentar a viabilidade das estruturas pré-fabricadas em zonas sísmicas.

Uma das áreas mais proveitosas dessa investigação foi o estudo de ligações viga - pilar, que permitiu encontrar novas soluções para ligações comerciais entre os dois elementos, novos métodos de dimensionamento, e novas normas que aumentam as vantagens estruturais e económicas da utilização de estruturas pré-fabricadas em regiões sísmicas [9].

## **2.9 PRINCIPAIS FONTES DE INFORMAÇÃO**

As informações sobre estruturas de betão pré-fabricado encontram-se em publicações específicas e também, dispersas num grande número de publicações sobre estruturas de betão.

As principais entidades que têm promovido o uso do betão pré-fabricado são:



- FIB (Fédération Internationale du Béton)

Esta federação nasceu em 1998, da fusão do CEB (Comité Euro - International du Béton) com a FIP (Fédération Internationale du Précontrainte). A FIP era, em particular mais voltada para a promoção do betão pré-esforçado, no entanto, o betão pré-fabricado também era referido numa série de publicações, coordenadas pela comissão de pré-fabricação, que se manteve após a fusão.

- PCI (Precast / Prestressed Concrete Institute)

Instituto Americano que se tem especializado na promoção e divulgação da aplicação do betão pré-fabricado e do betão pré-esforçado, tem constituindo um importante elo entre as necessidades de conhecimento da indústria e os centros de investigação [2].

### **3 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL**

Na pré-fabricação, o conceito de sistema estrutural associa-se muitas vezes ao próprio fabricante como forma de proteger a sua marca comercial, sendo a produção de soluções normalizadas um entrave à escolha de estruturas pré-fabricadas por parte dos projectistas. A realidade porém é diferente, embora existam várias marcas comerciais disponíveis de estruturas pré-fabricadas, estas baseiam-se num conjunto reduzido de sistemas estruturais, cujos critérios de dimensionamento são semelhantes [1].

#### **3.1 CONCEPÇÃO GERAL DA ESTRUTURA**

Para cargas verticais recorre-se a estruturas reticuladas viga-pilar ou a estruturas de parede resistente. Para as cargas horizontais utilizam-se sistemas estruturais em pórtico ou em consola. Nestes casos as consolas podem ser paredes resistentes ou pilares.

Os pilares em consola são normalmente utilizados em construções de pequeno porte de um ou dois pisos. Existem também soluções mistas com combinações das três soluções anteriores (pórticos, pilares em consola e paredes).

As soluções estruturais devem obedecer ao princípio da redundância, ou seja, a resistência da estrutura deve depender de um número significativo de elementos estruturais, garantindo-se assim que o colapso de um elemento não ponha em causa a segurança do conjunto.

Existe também, a possibilidade de utilizar isolamento de base para a acção sísmica em estruturas pré-fabricadas. O isolamento vai aumentar a dissipação de energia, o amortecimento e a flexibilidade da estrutura, conseguindo-se assim uma diminuição das acelerações sísmicas, logo menores esforços. No entanto, a utilização destes sistemas não dispensa que a estrutura tenha resistência às acções horizontais, que poderá ser conseguida com qualquer um dos sistemas anteriormente descritos. Uma vantagem da utilização de isolamento de base seria a uniformização da acção horizontal nas estruturas, independentemente, da zona sísmica, permitindo a utilização do mesmo sistema estrutural em diferentes zonas sísmicas [7].

##### **Sistemas Reticulados**

As estruturas reticuladas são constituídas por vigas e pilares pré-fabricados (peças lineares), incluindo pontualmente, paredes e núcleos resistentes, de modo, a proporcionar o contraventamento para as acções horizontais (figura 3.1).

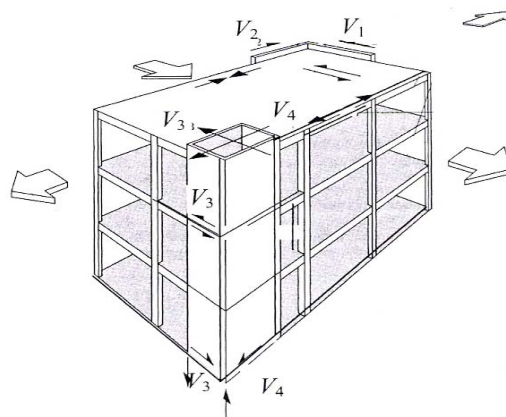


Figura 3.1 – Estrutura reticulada contraventada por um núcleo resistente (extraída de [10])

A escolha do sistema estrutural para um determinado edifício resulta da ponderação do conjunto dos seguintes factores [1]:

- Tipo de utilização;
- Segurança estrutural;
- Segurança ao fogo;
- Estética;
- Recursos materiais e financeiros;
- Conforto térmico e acústico;
- Espaço disponível;
- Prazo de execução.

Em função da altura e do tipo de utilização dos edifícios, podem encontrar-se várias soluções estruturais, existindo sete tipos de estruturas pré-fabricadas mais comuns [3]:

- Moradias de um só piso, com vãos de 3 a 6 m e altura entre pisos de 3 m; (figura 3.2 a)
- Edifícios de habitação ou escritório com 2 a 5 pisos (ou mais), com vão de 3 a 6 m e altura entre pisos de 3 a 4 m; (figura 3.2 b)
- Grandes áreas comerciais de um único piso de 5 a 7 m de altura e 10 a 25 m de vão; (figura 3.3 a)
- Naves industriais ou agrícolas, ou pequenos armazéns de um único piso com 5 a 7 m de altura e vãos de 10 a 30 m numa direcção e 3 a 6 m na direcção ortogonal; (figura 3.3 b)

- Edifícios mistos com um piso geral para armazém ou indústria, e um segundo piso, de menor pé direito numa zona restrita, para escritórios. (figura 3.3 c)
- Auto-silos com 2 a 4 pisos, com vãos de 7,5 a 15 m e altura entre pisos de 3 m; (figura 3.4 a)
- Grandes armazéns ou áreas comerciais com 2 a 4 pisos, com vãos de 10 a 25 m numa direcção e 3 a 6 m na direcção ortogonal e altura entre pisos de 5 a 7 m; (figura 3.4 b)

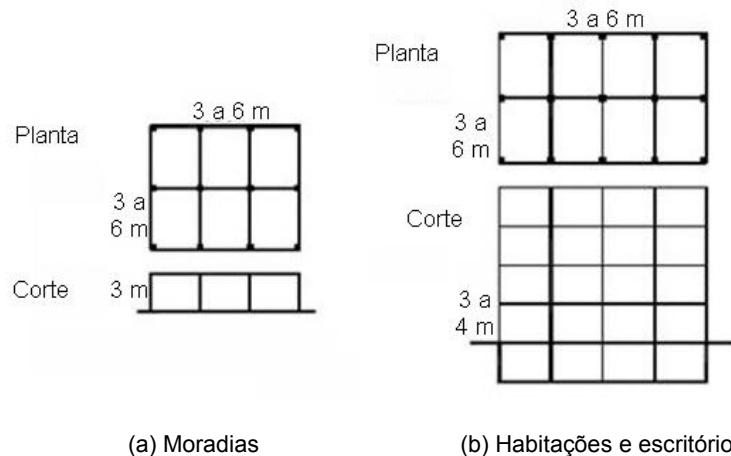
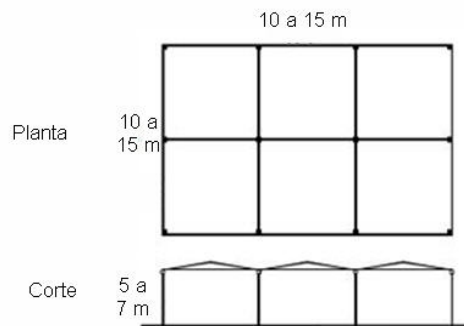
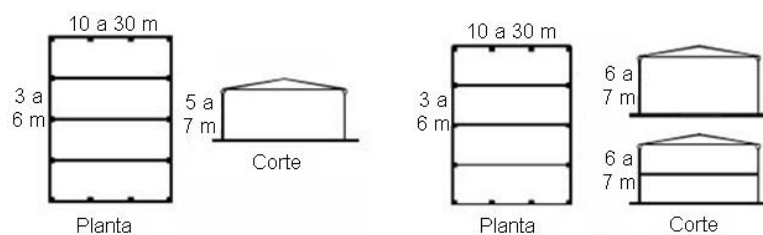


Figura 3.2 – Tipos de estruturas pré-fabricadas: habitação e escritórios (extraída de [3])

Nos edifícios de um só piso, as acções gravíticas são pequenas e a acção dos sismos é desprezável. A acção condicionante do dimensionamento da estrutura é geralmente o sismo. O sistema estrutural é constituído por pilares encastrados na base e asnas apoiadas nos pilares. Quando o vão é muito menor numa direcção do que na outra, existem vigas longitudinais que, juntamente com os pilares, formam pórticos na direcção do menor vão. A cobertura é constituída por chapas metálicas, suportadas por madres de betão armado pré-tensionado ou em aço, que transferem as acções às asnas, as quais são pré-esforçadas para vãos de maiores dimensões. A cobertura funciona como diafragma na distribuição das forças horizontais pelos dois pórticos longitudinais e, entre os pilares na direcção transversal. Embora não seja frequente a utilização de sistemas de contraventamento nos planos verticais e no plano da cobertura, estes são aconselháveis como forma de reduzir a esbelteza dos pilares, garantir uma melhor distribuição das acções horizontais entre os pilares e conferir maior robustez à estrutura [3].



(a) Grandes Áreas Comerciais



(b) Pavilhões Industriais e Agrícolas,

(c) Mistos Industriais/ Escritórios e Armazéns

Figura 3.3 – Tipos de estruturas pré-fabricadas: grandes áreas de um só piso (extraída de [3])

As ligações neste tipo de estruturas são [3]:

- Ligação pilar-fundação – encastramento total do pilar na fundação, constituída por aparafusamento de ferrolhos salientes da cabeça do pilar ou da fundação, ou pela introdução da extremidade inferior do pilar num cálice existente na fundação;
- Ligação das madres às asnas, geralmente com chapas metálicas aparafusadas à asna;
- Ligação asna-pilar – betonagem de armaduras salientes da cabeça do pilar e das extremidades da asna.

Existem sistemas em que é dada continuidade na ligação asna-pilar, formando, deste modo, pórticos transversais, que ao mesmo tempo aumentam a hiperstatia do conjunto e reduzem os esforços nas fundações.

Este tipo de estruturas é bastante vulgar, sendo o maior segmento de mercado da indústria de pré-fabricação de estruturas para edifícios. Existem múltiplos sistemas (alguns patenteados) com larga experiência e comprovada eficácia [11].

Nos edifícios de vários pisos, como é o caso dos edifícios de habitação, de escritórios (figura 3.2) e de auto-silos (figura 3.4), as acções gravíticas são particularmente importantes e, dependendo do grau de sismicidade do local, a acção sísmica pode condicionar o seu

dimensionamento. Estas condicionantes conduzem a uma diminuição das dimensões dos vãos (mas não do seu número) e ao aumento das secções dos elementos estruturais para fazer face às cargas gravíticas actuantes nos pavimentos e, às cargas sísmicas originadas pelo desenvolvimento em altura. Os edifícios de vários pisos podem atingir 20 ou mais andares e são normalmente constituídos por vigas e pilares contraventados por paredes e núcleos de escadas e de elevadores. As vigas são apoiadas nos pilares, podendo transmitir-lhes ou não, esforços de flexão [3].

Nos edifícios com vários pisos e com médios ou grandes vãos (auto-silos), e com elevadas cargas verticais (armazéns), na direcção do maior vão, a acção condicionante no dimensionamento é as cargas verticais, enquanto que nos menores vãos a acção condicionante é o sismo [3].

Os pavimentos podem ser compostos por elementos pré-fabricados, solidarizados por uma camada de betão complementar moldada em obra. A escolha da solução pré-fabricada será função das cargas, do vão a vencer e do escoramento a utilizar, ou não, durante a fase de betonagem. O escoramento deverá, sempre que possível, ser evitado, obtendo-se assim uma solução com reduzidos custos indirectos e enormes vantagens para o andamento da obra [3].

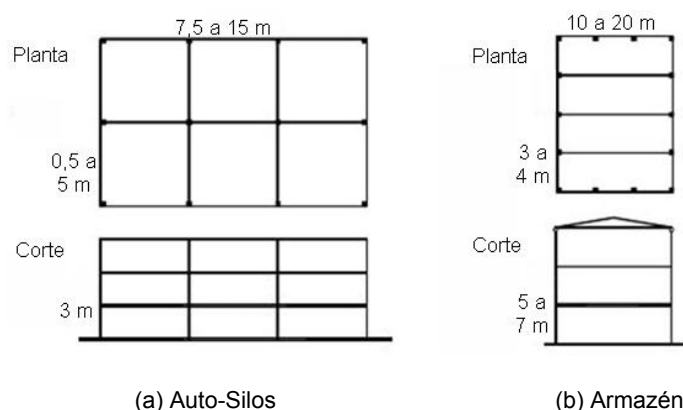


Figura 3.4 – Tipos de estruturas pré-fabricadas: auto-silos e armazéns de vários pisos (extraída de [3])



Figura 3.5 – Estrutura reticulada da zona de escritórios com 2 pisos de um armazém (zona do Carregado)

Na tabela 3.1 indicam-se as dimensões habituais dos três tipos de estruturas reticuladas, as quais não constituem qualquer limitação absoluta.

Estrutura	Vão Maior (m)	Vão Menor (m)	Altura (m)
1 Piso	10-25	5-10	8
2 a 3 Pisos	5-15	5-8	8-12
Vários Pisos	4-12	4-8	>12

Tabela 3.1 – Dimensões correntes de estruturas reticuladas (extraída de [1])

Embora, tradicionalmente, as estruturas pré-fabricadas surjam associadas a soluções de utilização repetida, actualmente, mercê da evolução tecnológica relacionada com a concepção e manuseamento dos moldes utilizados nesta indústria, é possível a pré-fabricação de peças por medida em condições económicas vantajosas, ainda que, a produção seja circunscrita a um reduzido número de unidades.

Os pilares pré-fabricados são normalmente de secção rectangular ou circular (figura 3.6), e têm dimensão mínima de 300 mm, para poderem acomodar a ligação às vigas e garantir uma resistência ao fogo que depende da utilização do edifício [11].

O comprimento dos pilares pode atingir 12 m para edifícios de um piso e 15 m para edifícios de vários pisos. O comprimento máximo dos pilares pode ser condicionado pelos meios de transporte, de elevação e/ou de montagem.

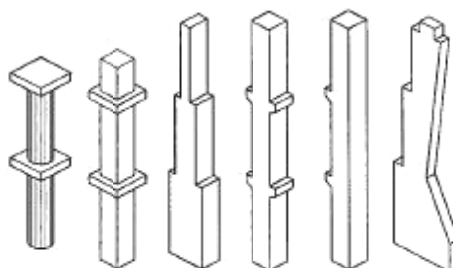


Figura 3.6 – Exemplos de pilares pré-fabricados (extraída de [1])

As vigas pré-fabricadas têm aplicações muito diferenciadas e secções com formas e dimensões igualmente diversas, podendo ser de altura constante ou variável.

As vigas principais de cobertura (figura 3.7 a) têm uma altura variável com inclinações no banzo superior entre 5 e 12 %. As dimensões usuais da secção são de 0,25 a 0,5 m para a largura e de 0,8 a 1,50 m para a altura, variando em função do vão e da existência de pré-esforço. As vigas secundárias de cobertura (figura 3.7 b) têm comprimentos de 4 a 12 m e a altura da secção varia normalmente de 0,25 a 0,60 m, sendo frequentemente pré-esforçadas por pré-tensão.

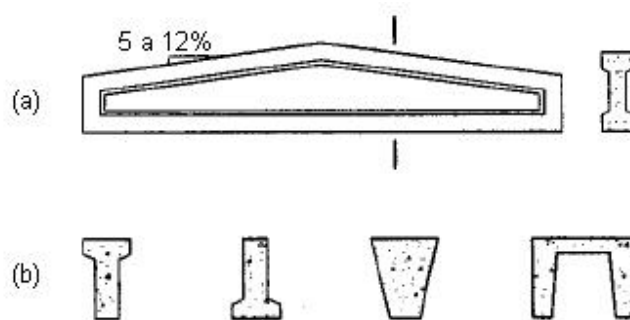


Figura 3.7 – (a) Viga Principal de cobertura, (b) secções típicas de vigas secundárias de cobertura (extraída de [1])

Para os pavimentos existem vigas de secção rectangular, em I, L ou T invertido e soluções variadas de vigas largas com abas laterais para apoio dos painéis de laje, permitindo vencer vãos de 4 a 20 m (figura 3.8).

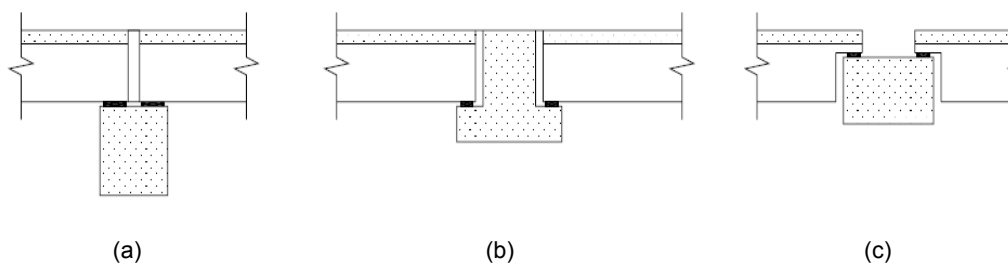


Figura 3.8 – Alguns tipos de vigas pré-fabricadas (extraída de [10])

A utilização de vigas com abas laterais (figura 3.8 b) é vantajosa quando existe limitação na altura dos pavimentos sendo, no entanto, uma solução mais difícil de fabricar devido às saliências, reentrâncias e arestas vivas e, menos económica do que a tradicional viga rectangular (figura 3.8 a) e 3.8 c) usada para fins múltiplos. A largura da viga também depende da existência de pré-esforço por pós-tensão, pois pode ser necessário incluir na sua largura as cabeças de ancoragem de pré-esforço.

Nas ligações viga-pilar é frequente a utilização de vigas de secção rectangular, onde as extremidades reentrantes formam um dente, para facilitar o apoio nas consolas curtas dos pilares (figura 3.9).



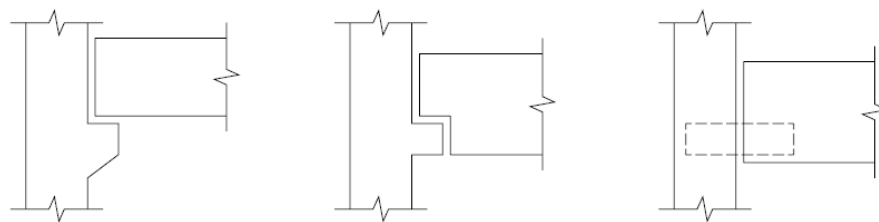


Figura 3.9 – Exemplos de ligações Viga - Pilar com diferentes aparências (extraída de [10])

Os edifícios de vários pisos podem, em alternativa, ser constituídos por peças cruciformes (figura 3.10) em que a ligação viga-pilar é inteiramente pré-fabricada, conferindo maior monolitismo à estrutura e melhorando o seu comportamento face aos sismos, pois faz deslocar as ligações habitualmente nas zonas críticas, para fora dos nós.



Figura 3.10 – Estrutura reticulada de um edifício de vários pisos com elementos cruciformes (extraída de [12])

A desvantagem destes elementos reside na dificuldade de fabrico, transporte, elevação e equilíbrio durante a montagem.

### **Lajes de pavimento e cobertura**

A principal função estrutural dos pavimentos é resistir às cargas gravíticas, transferindo-as à restante estrutura e ao mesmo tempo que funciona como um diafragma transmitindo aos pilares e às paredes resistentes as cargas horizontais devidas ao vento e ao sismo [7].

As estruturas moldadas *in situ* tendem, quando não existem condicionantes arquitectónicos, a serem constituídas por uma malha ortogonal regular, em que os vãos são idênticos em ambas as direcções. Deste modo, as lajes são armadas em duas direcções, sendo esta a solução mais económica para vencer os vãos. Como as lajes representam a maior parcela do custo das

estruturas, os restantes elementos que as suportam (vigas e pilares) serão condicionados pelo sistema de laje adoptado.

Nas estruturas pré-fabricadas, devido a condicionantes de fabrico e transporte, as lajes tendem a ter uma das dimensões em planta muito superior à outra. Para que estas funcionem em ambas as direcções será necessário elaborar sistemas de ligação, que aumentam o custo, a complexidade e o tempo de execução, ou tentar executar toda a laje de uma só vez, o que trará grandes condicionantes de transporte e elevação. Deste modo, esta solução estrutural tende a ser muito diferente das estruturas moldadas *in situ*.

Na direcção perpendicular ao vão da laje, os pórticos têm como função resistir às cargas verticais e horizontais enquanto que na direcção dos vãos da laje, os pórticos resistem apenas às acções horizontais.

As lajes pré-fabricadas necessitam, em geral, de uma camada de betão complementar, não apenas com função resistente à flexão, mas também para criar um diafragma ao nível do piso. A superfície superior nos elementos pré-fabricados das lajes deverá ser rugosa, de modo a garantir uma boa aderência à camada de betão complementar [7].

As lajes mais comuns, existentes no mercado, podem classificar-se da seguinte forma [1]:

- Lajes pré-fabricadas:
  - Maciças
  - Vazadas
  - Nervuradas - laje T, U e duplo T ( $\pi$ )
- Lajes mistas:
  - de perfis pré-esforçados
  - pré-lajes
  - aligeiradas

As lajes com pré-lajes (figura 3.11) de betão armado ou pré-tensionado são uma cofragem perdida resistente (cofrar uma camada de betão complementar com função resistente), originando uma laje maciça. Têm normalmente uma largura máxima de 2,5 metros, por limitações da largura do transporte e vencem vãos até 12 metros. Este sistema tem como desvantagem a necessidade de escoramento durante a execução para vãos superiores a três metros.

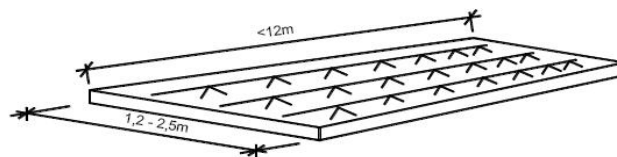


Figura 3.11 – Pré-Laje (extraída de [7])

As lajes alveoladas (figura 3.12) de betão pré-tensionado são constituídas por pranchas vazadas por alvéolos, com 1,20 m de largura colocadas lado a lado e, solidarizadas entre si por uma camada de betão complementar betonado em obra. Podem vencer vãos até 20 metros e o seu sistema de ligação tem capacidade para distribuir esforços entre os painéis. Na figura 3.14 pode observar-se um exemplo de pavimento que utiliza este tipo de lajes.

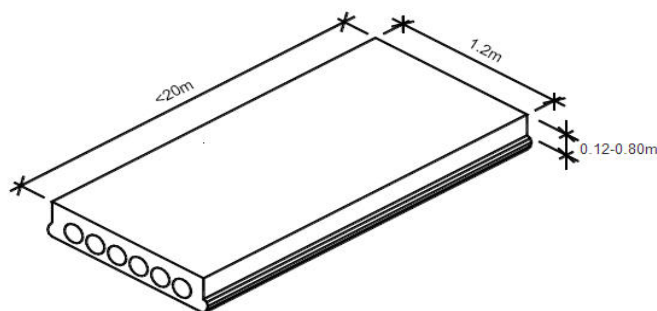


Figura 3.12 – Laje alveolada (adaptada de [7])

As lajes com pré-lajes em U invertido ou em  $\pi$ , de betão armado ou pré-tensionado, com betão complementar, que têm larguras até 2,5 metros e vencem vãos até 24 metros, são normalmente pré-tensionadas.

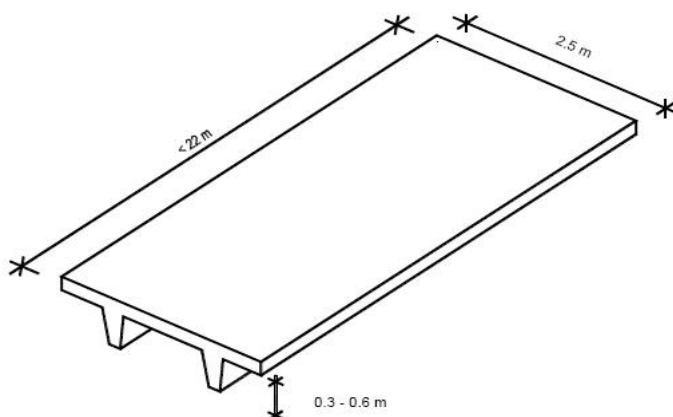


Figura 3.13 – Laje em duplo T (adaptada de [7])

A tabela 3.2 indica as dimensões mais comuns dos vários tipos de pavimentos pré-fabricados disponíveis no mercado.








CORTE ESQUEMÁTICO	TIPO	VÃO (m)	ESPESSURA (mm)	LARGURA (mm)	PESO/m <sup>2</sup> (KN/m <sup>2</sup> )
	elementos vazados em betão armado	9	100-300	300-1200	2.0-4.0
	elementos vazados em betão pré-esforçado	20	120-800	1200	2.0-7.5
	elementos pré-esforçados duplo T	24(30)	200-800	1200-2400	2.0-5.0
	elementos pré-esforçados U invertido	9	150-300	600	1.5-3.5
	elementos maciços em betão armado	6	100-250	300-600	0.7-3.0
	pré-lajes	7	100-200	600-2400	2.4-4.8
	vigotas e abobadilhas	7	200-300	200-600	1.8-2.4

Tabela 3.2 – Dimensões e características das lajes de pavimentos pré-fabricados (adaptada de [11])



Figura 3.14 – Pavimento de uma estrutura pré-fabricada com lajes alveoladas (extraída de [7])

## **Normas e Regulamentos**

Nas normas (EC2 [13] e EC8 [14]), nos regulamentos (actualmente REBAP [15] e RSA [16]) e nas recomendações (FIB e PCI) relativos a estruturas pré-fabricadas, existe implicitamente o princípio que as ligações devem ser mais resistentes do que os elementos a ligar, deste modo, a segurança da estrutura é condicionada pelos seus elementos e não pelas ligações. Os valores de segurança dependem de um conjunto de factores: natureza das acções, estados limites, materiais utilizados, localização das ligações, ductilidade e processo construtivo [6].

A regulamentação existente em Portugal vai ser substituída, a breve prazo, pelos Eurocódigos, sendo fundamental a sua compreensão para uma aplicação correcta. Para o dimensionamento de estruturas de betão armado é necessário considerar especificamente o Eurocódigo 2 (EN1992-1-1: Regras gerais e regras para edifícios) [13] e o Eurocódigo 8 (EN 1998-1: Regras Gerais, acções sísmicas e regras para edifícios) [14], relativo ao projecto sismo-resistente. Mais detalhadamente o EC2 refere questões específicas de acções e resistências de elementos de betão armado e dedica uma secção à pré-fabricação (secção 10); enquanto o EC8 define a acção sísmica e regras de dimensionamento e pormenorização para zonas sísmicas. Nesta norma, a secção que se refere especificamente a estruturas pré-fabricadas é a quinta.

Actualmente em Portugal a regulamentação vigente, não refere especificamente questões relacionadas com estruturas pré-fabricadas em betão-armado. O Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP) [15] não distingue as estruturas moldadas no local das estruturas pré-fabricadas, e o Regulamento de Segurança e Acções (RSA) [16] define as acções, incluindo a acção sísmica [17].

### **EUROCÓDIGOS**

No presente momento o EC2 e o EC8 são normas, porém, e a breve prazo, serão regulamentos. Como tal devem ser referidos os parágrafos mais importantes relacionados com a pré-fabricação e, também, os que interessam ao dimensionamento e à verificação da segurança.

Devido à fragmentação que existe nos eurocódigos, alguns parágrafos serão tratados neste terceiro capítulo e os restantes no próximo capítulo, uma vez que alguns relacionam-se especificamente com as ligações (ex. cláusula 10.9.5 – aparelhos de apoio), outros com o dimensionamento (ex. parágrafo 5.8 – análise dos efeitos de 2ª ordem na existência de esforço normal) e com a verificação da segurança (ex. parágrafo 6.4 – verificação ao punçoamento).

- Eurocódigo 2 [13]

Como referido acima, a secção 10 refere regras que se aplicam a edifícios total ou parcialmente constituídos por elementos pré-fabricados de betão e, constituem um complemento às regras indicadas noutras secções.

No parágrafo 10.2 definem-se os elementos a ter em conta de modo específico no projecto e na definição das disposições construtivas de elementos e estruturas pré-fabricadas de betão, os quais devem ser analisados tendo em conta: as situações transitórias (deve ser considerado o comportamento dos elementos estruturais em todas as fases de construção, utilizando as características e as propriedades válidas para a fase considerada e a sua interacção com outros elementos); os aparelhos de apoio temporários e permanentes (as incertezas que influenciam as deformações impedidas e a transmissão dos esforços entre elementos, devidas às imperfeições geométricas e às tolerâncias do posicionamento dos elementos e dos aparelhos de apoio); e as ligações e juntas entre elementos (o comportamento estrutural está sob a influência do comportamento das ligações entre os diferentes elementos, nomeadamente, a resistência e as deformações reais das ligações).

Outro parágrafo bastante importante é o 10.9, que refere regras particulares relativas ao projecto e à pormenorização. Neste encontram-se as cláusulas, 10.9.3 - pavimentos e 10.9.7 - sistemas de cintagem. A primeira cláusula refere que na ligação transversal entre lajes, existem várias soluções tal como a transferência dos esforços transversos nas juntas.

Os pavimentos pré-fabricados quando são adoptados como diafragmas para a transmissão das acções horizontais aos elementos de contraventamento, devem considerar que: o diafragma integra um modelo estrutural realista, no qual deve haver compatibilidade de deformação com os elementos de contraventamento; as deformações horizontais são consideradas em todas as partes da estrutura envolvidas na transmissão das acções horizontais; o diafragma será armado para as forças de tracção previstas pelo modelo estrutural; e as concentrações de tensões nas aberturas e juntas serão consideradas na pormenorização das armaduras.

Existem mais parágrafos e cláusulas para além das atrás mencionadas no EC2, fundamentais para uma correcta compreensão de estruturas pré-fabricadas, porém estas apenas serão mencionadas quando estiverem directamente relacionadas com os assuntos tratados no presente trabalho.

- Eurocódigo 8 [14]

Como referido atrás, o Eurocódigo 8, das quais faz parte a EN 1998-1 é uma norma, como tal, não tem carácter vinculativo, existindo simultaneamente o Anexo Nacional para Portugal [18] (que virá a estar incluído na futura NP EN 1998-1).

Segundo este anexo, na eventualidade da ocorrência de sismos, o objectivo do projecto sísmo-resistente de acordo com o Eurocódigo 8 é proteger as vidas humanas, limitar as perdas económicas e assegurar a manutenção em funcionamento das instalações de protecção civil importantes. Deste modo existem duas exigências distintas: a exigência de não colapso, em que

sob a acção de um evento sísmico raro, as estruturas não devem colapsar; e a exigência de limitação dos danos, em que sob a acção de um evento sísmico relativamente frequente, os danos nas construções devem ser limitados.

A caracterização da acção sísmica faz-se através da elaboração de espectros de resposta e estes dependem do tipo de terreno, do tipo de acção sísmica e consequentemente, da zona do território nacional.

Para analisar a acção sísmica existem duas alternativas igualmente válidas, a mais complexa, baseia-se em análises não lineares (análise estática não linear ou análise dinâmica não linear) e deve ser utilizada quando não são válidos critérios de regularidade estrutural e a outra, mais simples, permite análises lineares (análise modal considerando o espectro de resposta de dimensionamento ou o método das forças laterais). Deste modo, os critérios para definir a regularidade de uma estrutura são definidos no EC8.

Os esforços reais que aparecem numa estrutura de betão armado sujeita à acção sísmica não são, em geral, esforços elásticos. Consequência do sismo corresponder a deslocamentos impostos na base, que se traduzem em esforços dependendo da rigidez e da massa da estrutura. Se a estrutura plastificar, os esforços não crescem, mas os deslocamentos, e as respectivas deformações, terão de ser sempre acomodados na estrutura. Desse modo, pode dimensionar-se a estrutura para esforços inferiores aos elásticos, desde que os deslocamentos sejam acomodados na estrutura sem que esta atinja a rotura. A relação entre os esforços elásticos e os esforços para os quais se dimensiona a estrutura à acção sísmica é o coeficiente de comportamento [17].

Um problema da regulamentação é o facto de os sistemas de dissipação de energia serem de difícil quantificação regulamentar. Cada sistema é um caso diferente e não é possível estarem todos presentes numa norma, o EC8 prevê a possibilidade de se dissipar energia nas juntas de corte. Na prática, se a norma for correctamente aplicada, as estruturas pré-fabricadas não sofrem penalização. Não se podendo tirar proveito directo, em termos regulamentares, das ligações, estas terão de ser correctamente modeladas, para se fazer um dimensionamento de acordo com a realidade. Se concentrarmos as não linearidades nas ligações, poderemos dimensionar a restante estrutura para os esforços elásticos [17].

O parágrafo 5.11 (estruturas pré-fabricadas em betão) do EC8 é aplicável a todas as estruturas de betão armado que sejam parcial ou inteiramente constituídas por elementos pré-fabricados. As directivas actuais de comportamento sismo-resistente de estruturas podem ser caracterizadas sucintamente por [19]: verificações de segurança conduzidas genericamente em termos de esforços tal que  $S_d \leq R_d$ ; os efeitos da acção sísmica são determinados por modelos elásticos lineares, sendo os seus resultados corrigidos pelo coeficiente de comportamento ( $q$ ) transformando-os hipoteticamente, nos efeitos que se determinariam por modelos de comportamento não linear; os coeficientes de comportamento dependem do controlo exercido

sobre o mecanismo de comportamento não linear, assim como, das características de ductilidade desse mecanismo.

Nas estruturas de betão armado o coeficiente de comportamento,  $q$ , é determinado tendo em consideração o tipo de estrutura e a classe de ductilidade (DCM – classe de ductilidade moderada; DCH – classe de ductilidade elevada).

No caso de estruturas pré-fabricadas em betão armado o coeficiente de comportamento,  $q_p$ , pode ser determinado pela expressão:

$$q_p = k_p \cdot q \quad (1)$$

Onde  $q$  é o valor de coeficiente de comportamento para estruturas betonadas *in situ* e  $k_p$  é um factor de redução que depende da capacidade da estrutura dissipar energia. Os valores recomendados pelo EC8 são 1,0 para as ligações por si preconizadas (ligações fora das regiões críticas, ligações sobredimensionadas e ligações dissipativas de energia) e 0,50 para os restantes casos.

Relativamente aos critérios de concepção, as estruturas pré-fabricadas têm algumas particularidades que importa realçar [3]: devido a uma maior preocupação de uniformização das peças pré-fabricadas, as estruturas são, em geral, mais regulares (quer em planta, quer em altura); embora não esquecendo o princípio da redundância estrutural, não é necessário que toda a estrutura participe igualmente na resistência ao sismo, deste modo, podem ser criadas na estrutura algumas zonas sismo-resistentes, com pórticos dotados de ligações viga-pilar especialmente desenhadas para esse fim. A restante estrutura (figura 3.15) pode ser considerada como secundária para efeitos de resistência aos sismos; o EC8 exige que os diafragmas (pavimentos pré-fabricados sem deformação considerável no seu plano) estejam convenientemente ligados aos principais elementos verticais para acção sísmica e terão de ter rigidez suficiente para transmitir as forças de inércia aos elementos verticais. Deverão ser capazes, de forma sobredimensionada, de transmitir as cargas sísmicas para os elementos verticais que resistem a acções horizontais. O diafragma será considerado eficiente se os deslocamentos horizontais absolutos que se obteriam com a flexibilidade real não excederem em 10% os que se obteriam considerando-o rígido, para tal é fundamental que estes pavimentos possuam uma camada de betão complementar betonada em obra e sejam convenientemente armados; quanto ao comportamento dos pilares, se estes forem executados num único elemento pré-fabricado para toda a altura do edifício, o que é possível para edifícios até 25 m de altura, estes são mais eficientes que os pilares betonados em obra. Os pilares betonados em obra têm juntas de betonagem nos nós de ligação às vigas (congestionamentos de armaduras com deficiência de cintagem, exactamente nas zonas críticas de formação de rótulas plásticas sob a acção do sismo).



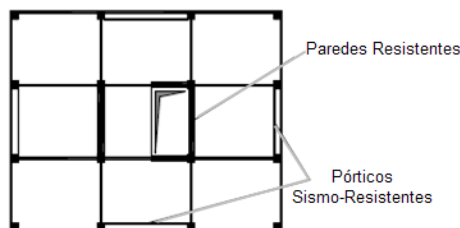


Figura 3.15 – Estruturas com zonas sismo-resistentes (adaptada de [3])

### 3.2 LIGAÇÕES ENTRE ELEMENTOS PRÉ-FABRICADOS

O sucesso e a competitividade das estruturas pré-fabricadas depende fundamentalmente dos sistemas de ligação entre elementos pois, regra geral, os elementos pré-fabricados são semelhantes aos moldados *in situ* excluindo as ligações [7].

Neste subcapítulo apresentam-se alguns dos princípios pelos quais se devem reger a concepção e o dimensionamento de ligações em estruturas pré-fabricadas para edifícios. O assunto é bastante abrangente e, como tal, focam-se apenas as ligações em estruturas porticadas, ficando por tratar temas como as ligações em estruturas de painéis e as ligações relativas aos painéis de fachada. Descrevem-se, também, a classificação das ligações, as exigências funcionais das ligações, o que permite definir os princípios que condicionam a sua concepção e os modelos de comportamento das ligações Pilar-Fundação, Viga-Pilar e Laje-Viga. Devido ao comportamento da ligação Pilar-Pilar ser muito semelhante ao da ligação Pilar-Fundação, este não será alvo de estudo.

#### Classificação das ligações

Na execução das ligações de estruturas pré-fabricadas existe uma grande variedade de soluções, deste modo efectua-se a sua caracterização em função de parâmetros [6]. De todos eles, a classificação nos tipos de elementos a ligar é o mais importante. Podemos identificar os casos apresentados na tabela 3.3, sendo que os casos específicos pilar-fundação, viga-pilar e laje-viga serão abordados com mais detalhe, no fim desta secção devido à sua importância dentro dos elementos a ligar.

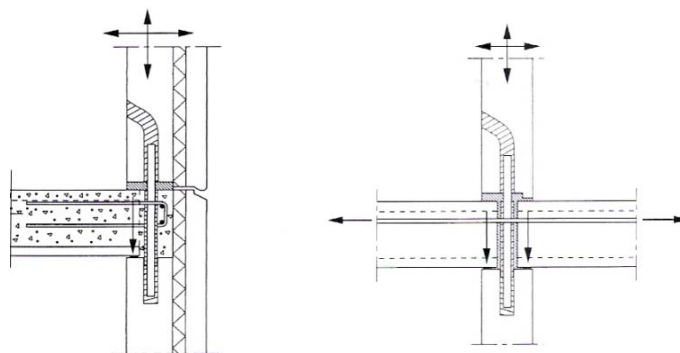


Figura 3.16 – Ligações Laje – Parede (extraída de [10])

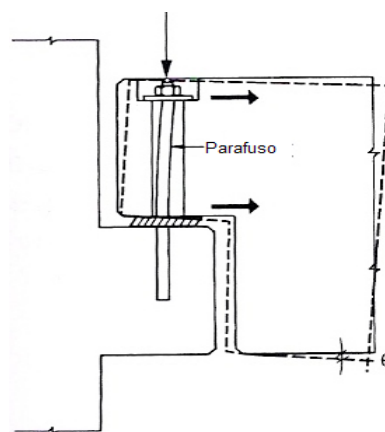


Figura 3.17 – Ligação Viga – Pilar com recurso a uma consola curta (extraída de [10])

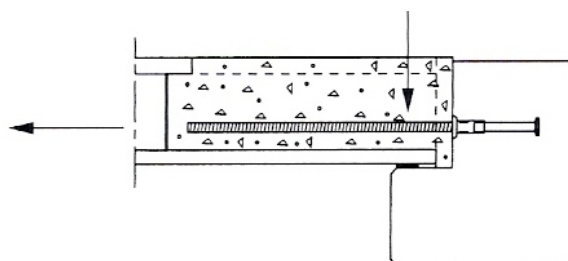


Figura 3.18 – Ligação Laje - Viga (extraída de [10])

Tipos de elementos a ligar	<ul style="list-style-type: none"> <li>– pilar–fundação (figura 3.19);</li> <li>– pilar–pilar (figura 3.19);</li> <li>– viga–pilar (figura 3.17 e 3.19); <ul style="list-style-type: none"> <li>– viga–viga;</li> </ul> </li> <li>– laje–viga (figuras 3.18, 3.19 e 3.20); <ul style="list-style-type: none"> <li>– laje–laje (figura 3.20);</li> </ul> </li> <li>– laje–parede (figura 3.16); <ul style="list-style-type: none"> <li>– viga–parede;</li> <li>– parede–parede;</li> <li>– parede–fundação;</li> </ul> </li> <li>– painéis de fachada.</li> </ul>
Esforço predominante a transmitir	<ul style="list-style-type: none"> <li>– compressão;</li> <li>– tracção;</li> <li>– flexão;</li> <li>– corte;</li> <li>– torção.</li> </ul>
Comportamento para as acções sísmicas	<ul style="list-style-type: none"> <li>– emulativa;</li> <li>– sobredimensionada;</li> <li>– dissipativa.</li> </ul>
Graus de liberdade restringidos	<ul style="list-style-type: none"> <li>– simplesmente apoiada;</li> <li>– articulada;</li> <li>– semi-rígida;</li> <li>– rígida.</li> </ul>
Processo construtivo	<ul style="list-style-type: none"> <li>– aço em varão;</li> <li>– aço de pré-esforço;</li> <li>– aço laminado;</li> <li>– neoprene;</li> <li>– betões;</li> <li>– argamassas;</li> <li>– caldas de cimento;</li> <li>– resina epoxi;</li> <li>– parafusos.</li> </ul>

Tabela 3.3 – Classificação das ligações

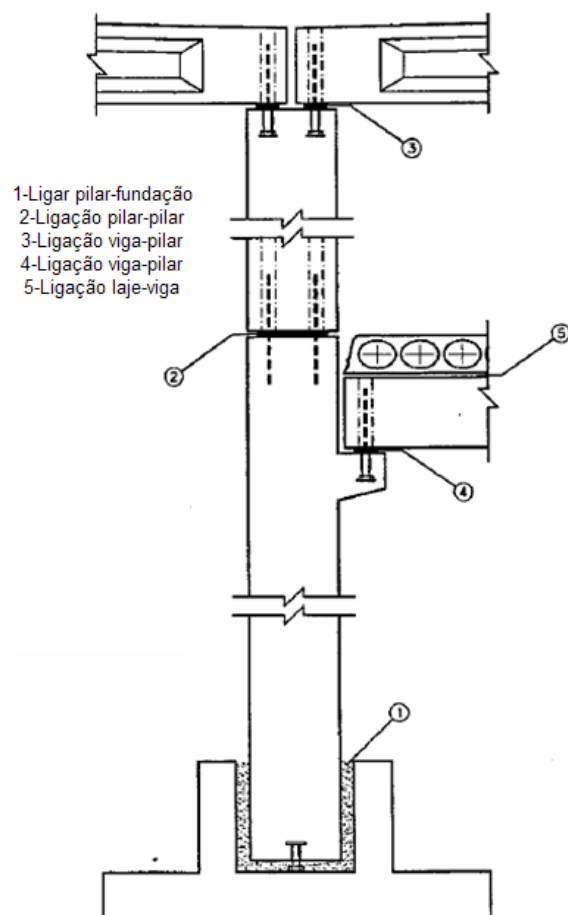


Figura 3.19 – Ligação Pilar – Fundação, Pilar – Pilar, Viga – Pilar e Laje – Viga (adaptada de [1])

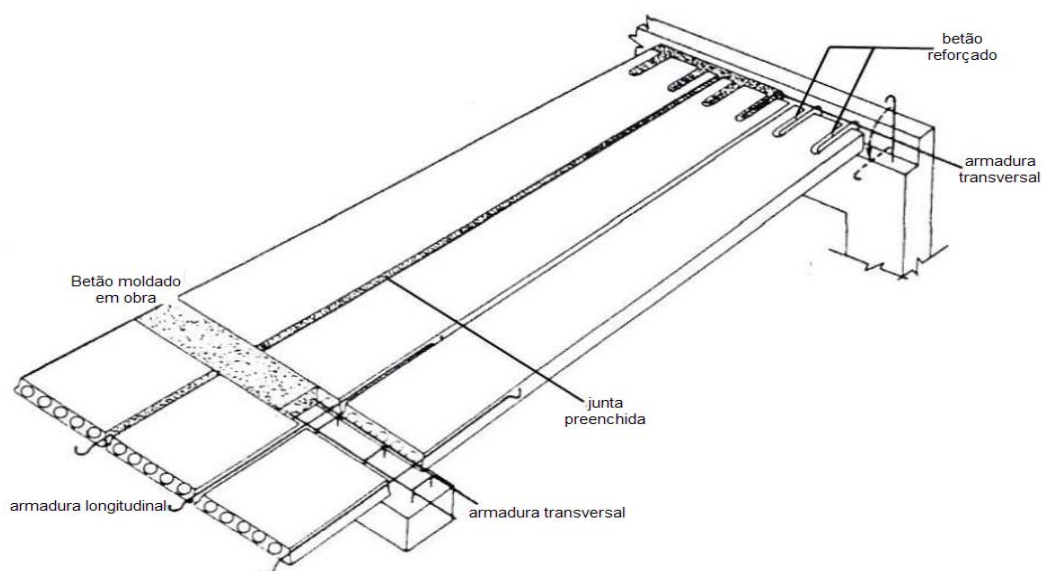


Figura 3.20 – Ligação Laje – Laje e Laje – Viga, com pranchas vazadas (extraída de [10])

Para garantir a correcta transmissão de esforços, depois de conhecidos os elementos a ligar, é necessário determinar quais os esforços predominantes. Em situações reais resultam da combinação dos esforços de compressão, corte, tracção, torção e flexão.

Quanto à restrição dos graus de liberdade, as ligações classificam-se em: simplesmente apoiadas, quando a rigidez de flexão é nula, transmitindo esforços transversos e os esforços normais; articuladas, quando são transmitidos esforços normais e transversos, apesar da rigidez de flexão ser nula; semi-rígidas, quando os movimentos de rotação são permitidos, os esforços normais e transversos são transmitidos, e os momentos flectores são transmitidos consoante a deformabilidade da ligação; e rígidas, se a deformabilidade por rotação é nula e é total a transmissão de esforços de flexão, normais e transversos.

Quanto ao comportamento para as acções sísmicas, o EC8 [14] refere três tipos de ligação: ligações fora das regiões críticas também designadas por emulativas (figura 3.21), as ligações situam-se longe das zonas críticas onde se formam as rótulas plásticas de flexão. Neste caso a ligação não influencia o comportamento da estrutura ao sismo.

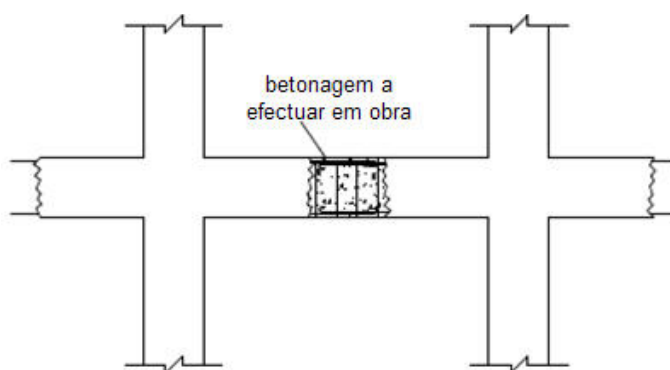


Figura 3.21 – Sistema emulativo para pequenos vãos (extraída de [3])

Nas ligações sobredimensionadas, não se permite a plastificação na zona do nó, assim tanto o pilar como a viga deverão ser sobredimensionados perto da zona crítica (zona dos elementos estruturais onde se formam as rótulas plásticas capazes de dissipar energia) para que a potencial deformação plástica se dê na viga mas longe da ligação. No último e terceiro caso (as ligações dissipativas), são especialmente desenhadas para, através da deformação plástica, garantirem um comportamento dúctil global da estrutura (com dissipação de energia o momento devido à acção do vento nas fachadas é o principal esforço na ligação).

Por razões de produção e transporte, os sistemas emulativos nem sempre são viáveis. Os sistemas com ligação sobredimensionada são normalmente dispendiosos e arquitectonicamente inaceitáveis, pelo que resta implementar soluções de ligações dissipativas.

No sistema dissipativo, a zona da ligação deverá ser dimensionada e pormenorizada para o aparecimento de uma rótula plástica e para tal, são impostas exigências de ductilidade. Terá de ser garantido um mínimo de ductilidade em curvatura, regras de pormenorização para não permitir a encurvadura dos varões comprimidos e características mínimas para os materiais aço e betão. O cálculo da ductilidade em curvatura  $\mu_\phi$  é feito a partir da expressão:

$$\mu_\phi = \frac{\chi_{0,85u}}{\chi_y} \quad (2)$$

em que a obtenção das curvaturas  $\chi$  se encontra ilustrada no gráfico da figura 3.22.

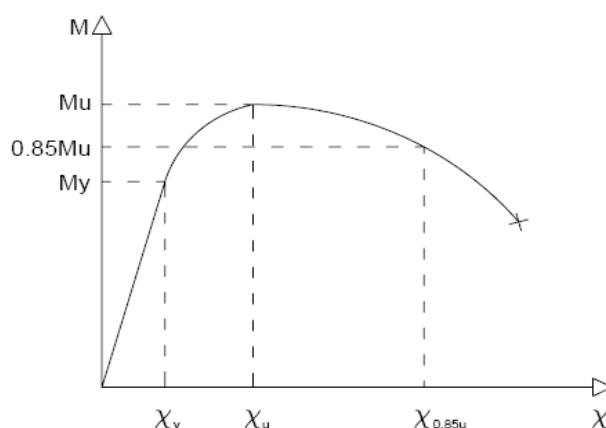


Figura 3.22 – Gráfico Momento-Curvatura (extraída de [17])

Existe uma grande variedade de processos construtivos utilizados nas ligações e, por vezes, estes são bastante complexos. O processo construtivo determina a escolha de materiais a utilizar e a execução de uma ligação pode resultar da adopção de uma ou mais técnicas: apoio simples, não existe nenhum dispositivo de fixação entre elementos e em que apenas o peso próprio e a resistência dos materiais mantêm a ligação (pode haver um dispositivo que liberte, ou reduza a restrição, dos deslocamentos horizontais, tais como placas de teflon, chapas metálicas, placas de neoprene ou dispositivos mecânicos); betonagem em obra, a continuidade da ligação é garantida, e todas as folgas são preenchidas com betão ou argamassa; pré-esforço, mantêm os elementos ligados; colagem, é realizada com caldas de cimento e/ou resinas epoxi, na superfície de contacto entre elementos; soldadura, de perfis, chapas, varões e outros componentes metálicos da ligação; união e emenda, de varões utilizando dispositivos mecânicos; aparafusamento, os componentes

metálicos são ligados entre si, e fixados ao betão dos elementos pré-fabricados através de dispositivos de amarração.

As ligações podem ainda ser classificadas de húmidas ou secas consoante sejam realizadas através de uma betonagem em obra ou não.

Os materiais são indissociáveis do processo construtivo, deste modo utiliza-se aço em varão; aço de pré-esforço; aço laminado (tubos, chapas, perfis e cantoneiras); aparelhos de apoio em neoprene simples e reforçado com chapas de aço ou fibras de vidro; betões; argamassas correntes, não retrácteis ou epoxídicas; caldas de cimento para injeções; resinas Epoxi; parafusos e varões roscados (parafusos correntes), pré-esforçados, ou com bucha química ou expansiva.

### **Exigências funcionais das ligações**

No projecto de estruturas pré-fabricadas de betão, a concepção das ligações é das etapas mais fundamentais a considerar. Para se assegurar uma transmissão de esforços eficaz, é necessário que este sistema seja estaticamente equilibrado, compatível e capaz de resistir às acções para que foi projectado, independentemente de se tratar de uma ligação definitiva ou provisória.

Regra geral estas são executadas em zonas de reduzida dimensão e de difícil acesso o que dificulta a colocação e manuseamento dos materiais constituintes.

A escolha do tipo depende, do processo construtivo e dos condicionalismos de transporte e montagem. Uma boa ligação resulta das exigências: segurança estrutural, facilidade de execução, durabilidade, resistência ao fogo, estética e economia, e é importante que o processo de execução seja rápido, rigoroso e seguro [1].

### **Modelos de comportamento das ligações**

#### *PILAR – FUNDAÇÃO*

As ligações pilar - fundação têm como objectivo, a transmissão de esforços de compressão elevados com excentricidades pequenas (se a resultante for uma combinação de acções em que a variável base é a sobrecarga) e esforços de compressão moderados com excentricidade média ou elevada (resultantes da combinação de acções em que a variável base é o vento ou o sismo).

- Ligação por encaixe do pilar na sapata

Este tipo de ligação (figura 3.23), permite um bom encastramento do pilar na fundação, e a sua execução é simples e económica. Coloca-se um pedestal com uma cavidade na face superior, na qual se introduz a extremidade do pilar, sendo a junta existente entre os dois elementos selada a

*posteriori*. Esta cavidade é executada com as superfícies laterais ligeiramente inclinadas para facilitar a descofragem, e a extremidade inferior do pilar é colocada na cavidade e nivelada com calces de chapa de aço, para além disso é ao mesmo tempo aprumada com o auxílio de cunhas que são posicionadas entre as suas faces laterais e a cavidade, sendo esta preenchida com argamassa ou betão não retrácteis [3].

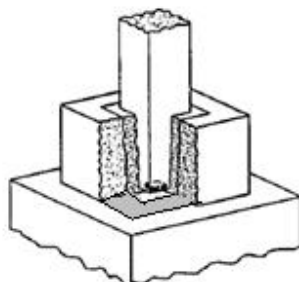


Figura 3.23 – Ligação pilar - fundação (extraída de [1])

A geometria pode apresentar diversas formas (figura 3.24), porém a mais comum é a ilustrada na figura 3.24 b), com esta solução evita-se a existência de grandes maciços, se a altura da sapata for suficiente para resistir aos esforços instalados. Noutras situações, é utilizada a solução que conforme se ilustra na figura 3.24 a) e apesar de corresponder a um maior volume de betão, poderá tornar-se mais económica pois tem cofragens e armaduras mais simples.

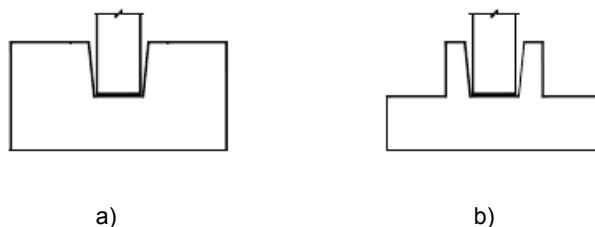


Figura 3.24 – Ligações pilar - fundação mais correntes (extraída de [3])

#### – Determinação do comprimento de embebimento

A cavidade garante o encastramento do pilar e a sua altura deve ser calculada com o objectivo de permitir o desenvolvimento de mecanismos internos de resistência da ligação. A eficácia deste encastramento é conferida pelo comprimento de embebimento do pilar no pedestal, pela resistência e aderência do material de ligação e pela resistência do conjunto pedestal – fundação.

Devido às dificuldades e compactação do betão de enchimento da junta, adopta-se um coeficiente de segurança adicional, limitando-se a tensão máxima de compressão a  $0,6 f_{cd}$ . A interface entre as paredes do pedestal e o pilar pode ser lisa ou rugosa, o que vai influenciar o



modelo. Caso a superfície seja lisa, a reduzida aderência não permite as formações de reacções inclinadas e as reacções das paredes do pedestal são perpendiculares à superfície da junta. Se existir uma superfície rugosa, as reacções são inclinadas e o modelo conduzirá a um comprimento de encastramento conservativo [6].

No primeiro modelo (figura 3.25), proposto por [20], admite-se que a força normal  $N_d$  é transmitida sem excentricidade à base do pedestal. Porém e se se desprezar o atrito entre as faces do pilar e da fundação, o momento de encastramento é transferido por um binário de forças  $F_c$  e uma força vertical excêntrica. Deste modo, a acção será transferida à sapata de forma excêntrica e o modelo de escoras e tirantes representado na figura 3.26 será utilizado para verificação das forças internas no pilar e para dimensionar as armaduras transversais na zona encastrada do pilar [3].

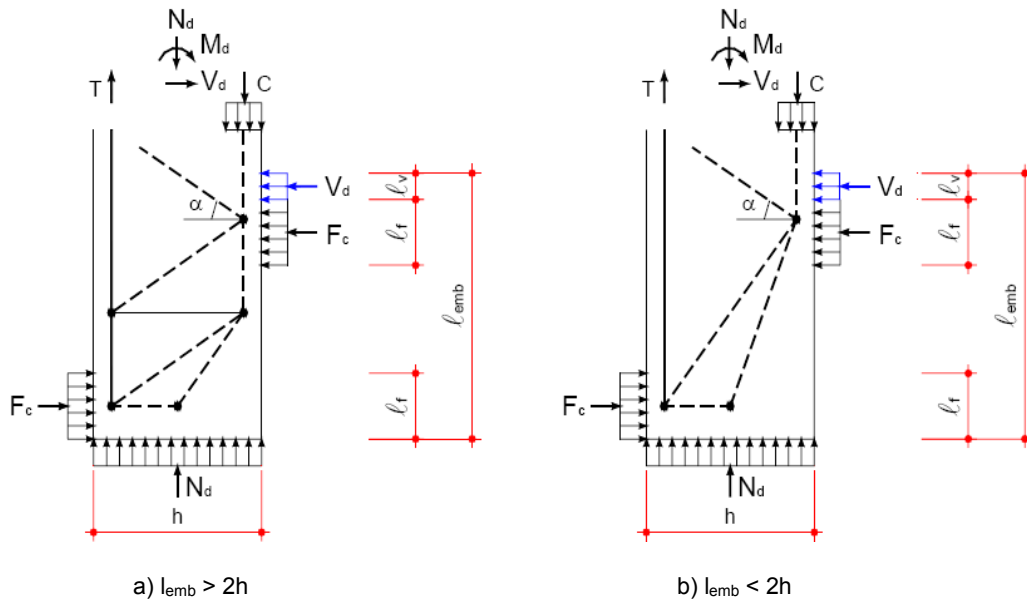


Figura 3.25 – Modelo de escoras e tirantes no pilar com transmissão da reacção vertical centrada (extraída de [21])

O binário das forças  $F_c$  é:

$$M' = F_c (l - x_v - x) \quad (3)$$

e será equilibrado pelo momento das forças aplicadas ( $M, N$  e  $V$ ) e a sua expressão

$$M' = M + V \cdot \frac{x_v}{2} - N \cdot \frac{(a - x_N)}{2} \quad (4)$$

Nestas expressões  $l$  é a profundidade da cavidade,  $x, x_v$  e  $x_N$  são as dimensões dos blocos de tensões de  $F_c, V$  e  $N$ , respectivamente. Estas dimensões podem ser estimadas considerando uma tensão útil do betão de preenchimento da cavidade  $0,6 f_{cd}$ , como referido por [1].

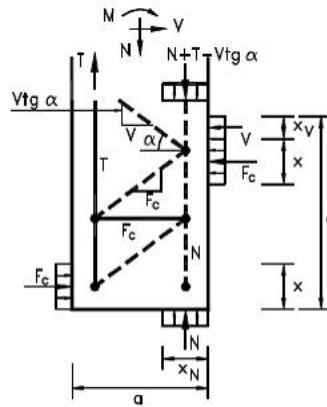


Figura 3.26 – Modelo de forças internas no pilar com transmissão da reacção vertical excêntrica (extraída de [3])

Os valores de  $x_V$  e  $x_N$  podem ser obtidos de

$$x_V = \frac{V}{b \cdot 0,60 f_{cd}} \text{ e } x_N = \frac{N}{b \cdot 0,60 f_{cd}} \leq a \quad (5)$$

onde  $b$  é a largura do pilar e da mesma forma:

$$F_c = 0,60 f_{cd} \cdot x \quad (6)$$

Substituindo  $F_c$  na expressão (3) somos conduzidos a uma equação do 2º grau, cujas raízes são reais se

$$l \geq 2 \cdot \sqrt{\frac{M'}{b \cdot 0,60 f_{cd}}} + x_V \quad (7)$$

Esta expressão representa o menor valor admissível para a profundidade da cavidade, cuja espessura das paredes não deve ser inferior a  $\frac{l}{2}$  [3] e o EC2 [13] refere  $l \geq 1,2 \cdot a$ , em que  $a$  é a espessura do pilar e  $l$  o valor mínimo da profundidade da cavidade, condicionada pelas tensões do betão que envolve o pilar.

Segundo os últimos estudos realizados, Eimair [21] propõe um modelo de escoras e tirantes que representa o comportamento da base de pilares pré-fabricados na ligação com o pedestal da fundação (figura 3.27). Porém e devido à complexidade deste modelo (que é um modelo hiperstático), será apenas referido e não alvo de estudo aprofundado.

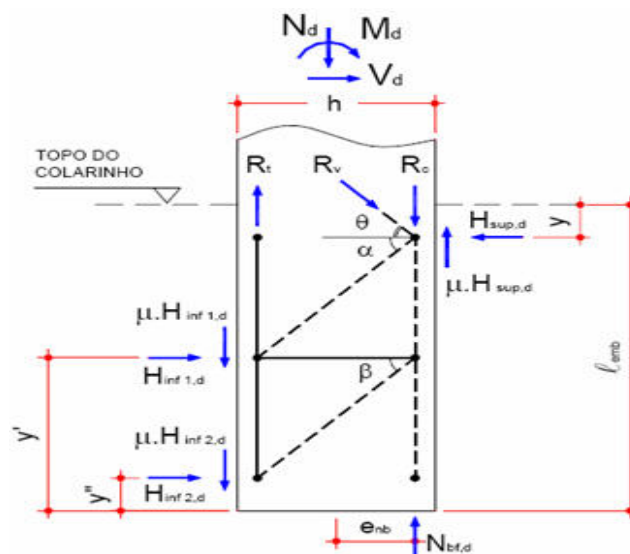
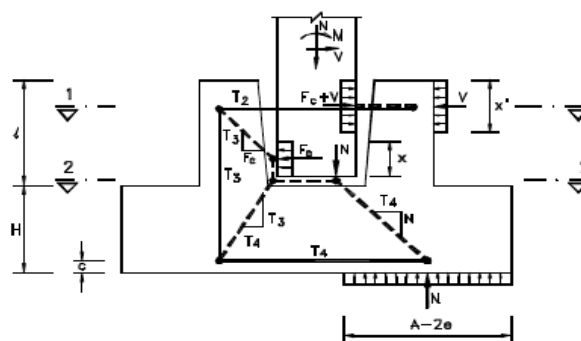


Figura 3.27 – Modelo de escoras e tirantes proposto (extraída de [21])

#### - Modelos de cálculo de armaduras das sapatas

No caso de sapata com pedestal e ausência de atrito na junta pilar – sapata, o pedestal será armado para resistir à força  $F_c$ , aplicada pelo pilar no seu topo, e transmiti-la para a base da fundação. O modelo de dimensionamento das armaduras encontra-se esquematizado na figura 3.28. O modelo é baseado no modelo de escoras e tirantes, e assume-se que as tensões no solo têm uma distribuição plástica. Para uma força axial excêntrica  $e = \frac{M}{N}$ , as tensões no solo distribuem-se numa área  $B \cdot (A - 2 \cdot e)$ , onde A e B são as dimensões em planta da sapata.

Existem duas possibilidades: se  $e \geq \frac{A}{4}$  as tensões no solo situam-se em menos de metade da base da sapata, de outro modo, se  $e < \frac{A}{4}$  as tensões no solo são distribuídas em mais de metade da base da sapata [3].



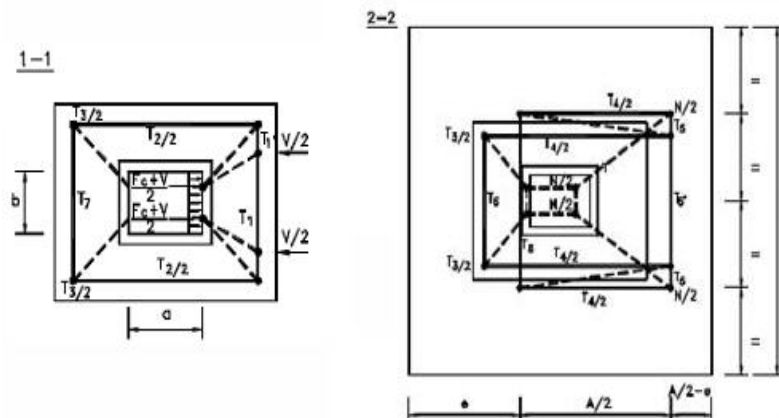


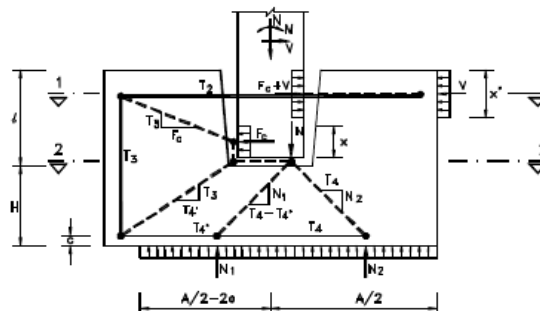
Figura 3.28 – Modelos de escoras e tirantes para uma sapata com pedestal (extraída de [3])

Neste modelo, a escora horizontal no topo conduz as forças  $F_c + V$  para o tirante  $T_2$  situado na zona superior das paredes do pedestal.

Este tirante puxa a força  $F_c$ , para a parede oposta do pedestal, para um nó onde um tirante vertical  $T_3$ , e uma escora inclinada conduzem a força para a base da sapata e para a força  $F_c$  aplicada na base do pilar. A força axial do pilar é transferida para a base da sapata por uma escora inclinada, cuja componente horizontal é equilibrada por um tirante  $T_4$ , constituindo a armadura inferior da sapata.

Os tirantes  $T_1$ ,  $T_2$  e  $T_7$  constituem a armadura das paredes do pedestal, distribuídas no topo da parede, numa altura  $x$ , enquanto  $T_3$  corresponde às armaduras concentradas nos cantos do pedestal, as quais devem dobrar na base da sapata para transferir a força para o tirante  $T_4$ . Na base da sapata, o tirante  $T_4$  está distribuído na largura  $B$  e o tirante  $T_5$  corresponde à armadura distribuída na largura  $(A-2\cdot e)$ . Na restante largura da sapata  $(2\cdot e)$  deve ser colocada igual quantidade de armadura [3].

Na figura 3.29 representa-se uma sapata com cavidade mas sem pedestal. Neste caso representou-se o modelo de escoras e tirantes para  $e < \frac{A}{4}$ . O raciocínio para o encaminhamento das forças é neste caso semelhante ao anterior [20].



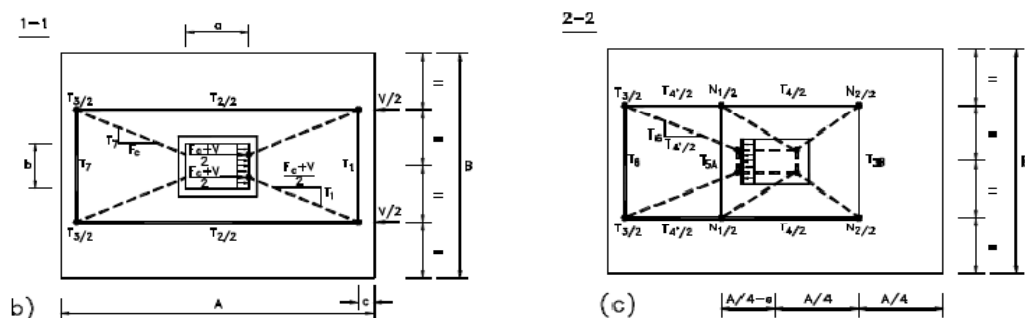


Figura 3.29 – Modelo de escoras e tirantes para uma carga excêntrica numa sapata

com cavidade e sem pedestal  $\left(e < \frac{A}{4}\right)$  (extraída de [3])

- Ligação com chumbadouros

Este tipo de ligação (figura 3.30) muito semelhante às ligações utilizadas em estruturas metálicas, constituídas por ferrolhos salientes da fundação que são aparafusados a uma chapa que vem soldada às armaduras da base do pilar [3], será apenas referido e não alvo de estudo aprofundado, uma vez que esta solução não fará parte das soluções apresentadas para a ligação pilar-fundação.

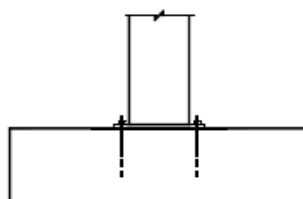


Figura 3.30 – Ligação pilar - fundação com recurso a chumbadouros corrente (extraída de [3])

- Ligação com armaduras de continuidade

Nos casos da figura 3.31 a) e b) existem armaduras salientes do pilar ou da fundação, respectivamente, que são introduzidas em aberturas e seladas posteriormente por injeção de argamassa ou calda apropriada.



Figura 3.31 – Ligação pilar - fundação com recurso a armaduras salientes (extraída de [3])

Na situação a) (uma das soluções apresentadas) a armadura saliente é a do pilar, que amarra na furação localizada na fundação (figura 3.32). Neste caso, a argamassa de preenchimento dos furos coloca-se antes da introdução das armaduras, o que garante à partida um completo preenchimento deste. Porém, são necessários cuidados especiais durante o transporte e montagem, para evitar a dobragem dos varões salientes. A amarração é feita na sapata, o que em termos de comportamento estrutural é mais vantajoso, pois existe um maior confinamento da armadura de continuidade, reduzindo o risco de rotura do betão envolvente [3].

Caso existam varões de grandes diâmetros, a amarração pode conduzir a comprimentos de amarração elevados, que podem ser reduzidos colocando bainhas metálicas com superfícies rugosas no interior dos furos, que serão soldadas à armadura transversal e longitudinal do pilar. O comprimento de amarração depende do diâmetro do furo, da rugosidade da bainha e do material de preenchimento [3].

O pilar é posicionado e nivelado com o auxílio de calços e cunhas colocadas na sua base, ou assenta directamente numa base de argamassa, já nivelada e pronta para o receber. A argamassa pode ser injectada através de orifícios existentes na face do pilar, e para garantir um completo preenchimento dos furos, devem existir tubos de purga [3].

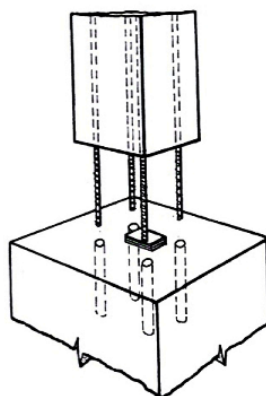


Figura 3.32 – Ligação pilar - fundação com armadura saliente do pilar (extraída de [10])

Estas ligações têm a vantagem de proporcionarem um aspecto estético semelhante ao das estruturas moldadas *in situ*, e dispensam cuidados especiais de protecção contra fogo e agentes atmosféricos (pois não existem elementos metálicos expostos). Por outro lado, as tolerâncias dimensionais reduzidas na colocação dos varões e no posicionamento dos furos constituem uma limitação, que pode ser superada utilizando bainhas com diâmetros três vezes superiores ao diâmetro dos varões, os furos devem estar sem água e sujidade para aumentar a aderência e existe a necessidade de escoramento do pilar até a argamassa fazer presa.

Estas ligações apresentam uma continuidade idêntica à das estruturas monolíticas, deste modo, podem ser utilizadas as hipóteses habituais de cálculo de estruturas de betão armado no seu dimensionamento (figuras 3.33 e 3.34) [1].

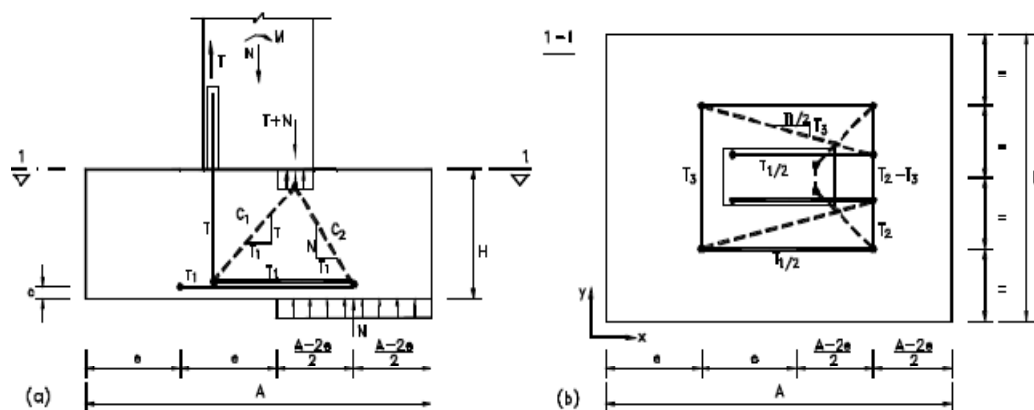


Figura 3.33 – Ligação pilar - fundação com armaduras salientes de fundação (extraída de [3])

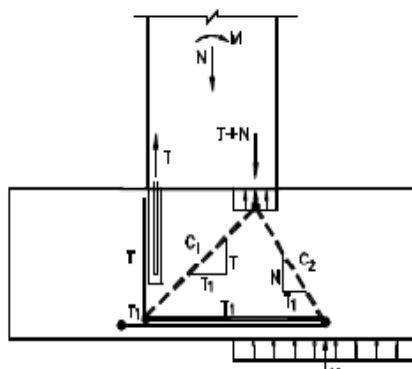


Figura 3.34 – Ligação pilar - fundação com armaduras salientes do pilar (extraída de [3])

#### VIGA - PILAR

As ligações viga - pilar podem classificar-se em ligações sem transmissão de momentos, e ligações com transmissão de momentos entre a viga e o pilar.

- Ligação sem transmissão de momentos

Este tipo de ligação deve ser dimensionado para as seguintes acções: corte no apoio; tracção; rotação por torção; e perda de suporte designadamente, para as acções de acidente, para a acção sísmica e durante a montagem.

O apoio pode ser directo sobre a extremidade do pilar, ou em alternativa podem existir consolas curtas (figura 3.35) salientes do pilar. Esta ligação pode também ser realizada encaixando acessórios na face do pilar.

Nos casos em que a viga assenta sobre o pilar, ou sobre a consola curta, deve ser utilizada uma base de argamassa, de neopren reforçado ou chapas de aço, de forma a obter uma uniformização das tensões de compressão nas zonas de contacto [3].

As zonas da ligação devem ser dimensionadas para as acções de corte e de tracção. As acções de torção são absorvidas, geralmente, por ferrolhos salientes do pilar, que atravessam a viga e são aparafusados na extremidade. Estes elementos metálicos devem ser protegidos contra a corrosão designadamente, com preenchimento dos furos, em que são inseridos os ferrolhos, com argamassa ou com betonagens localizadas.

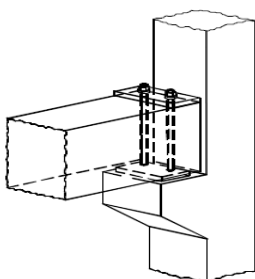


Figura 3.35 – Exemplo de apoio na fase da montagem (extraída de [3])

As dimensões das zonas de contacto da viga e do pilar devem ser projectadas de forma, a não existir sensibilidade relativamente às tolerâncias de fabrico e de montagem. A pormenorização das armaduras deve evitar que as tensões de contacto sejam transmitidas a zonas de betão não cintado, a bordos, cantos ou às zonas de betão que constituem o recobrimento das armaduras, deste modo, devem estar dimensionadas para forças horizontais de difícil quantificação, tais como esforços provenientes de assentamentos de apoio, retracção, variações de temperatura, acção do sismo ou outras acções de acidente [3].

O EC2 [13], na sua secção 10.9.5, dá indicações para as dimensões mínimas da zona dos apoios e para os valores a considerar para as tolerâncias.

Considera-se, geralmente uma consola curta quando a relação vão/altura não excede a unidade, caso ocorra a situação inversa a consola pode ser dimensionada como peça linear. Esta relação é o factor determinante da escolha do modelo de cálculo, pois é a geometria que condiciona o espaço necessário ao desenvolvimento dos campos de tensões. Na figura 3.36 podem observar-se os campos de tensões principais que se obtêm numa consola curta. As tensões de tracção são mais elevadas na face superior da consola, tendo uma orientação



aproximadamente horizontal, enquanto as tensões de compressão dirigem-se obliquamente para a zona inferior da consola, já dentro da secção do pilar [1].

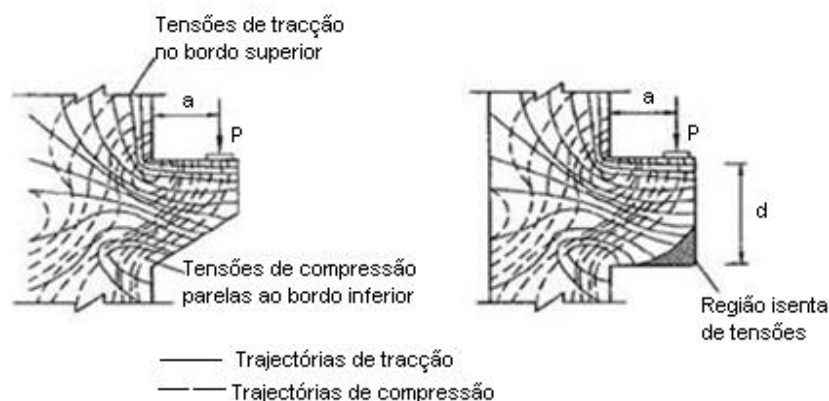


Figura 3.36 – Tensões principais numa consola curta com  $a = d$  (extraída de [1])

Na altura da consola desenvolvem-se forças de tracção com valor inferior ao verificado na face superior e inclinadas em relação à horizontal, desse modo mantêm a perpendicularidade relativamente à escora principal [1].

Se o vão da consola for aumentado e a altura se mantiver, a escora principal surge menos inclinada e as tracções que lhe são perpendiculares aproximam-se da posição vertical. No limite, a situação degenera numa peça linear com estribos verticais. Se, pelo contrário, o vão diminuir, a escora principal aproxima-se da vertical e as tracções na altura da consola tornam-se progressivamente horizontais. Verifica-se contudo, que as duas soluções dispõem de estribos em ambas as direcções, embora numa delas, apenas como armadura construtiva, de modo a aumentar o confinamento do betão, evitando uma rotura frágil e melhorando o comportamento da ligação na rotura [1].

De acordo com o EC2 [13], quando se dimensionar estes elementos e se o valor da força horizontal  $H$  não for determinado deve considerar-se  $H \geq 0,2 \cdot V$  (o mesmo procedimento ocorre com os vigas indentadas).



Figura 3.37 – Disposição das armaduras de um pilar com consolas curtas, por betonar;

Segundo o EC2 [13], o dimensionamento das consolas curtas pode ser efectuado utilizando o método das escoras e tirantes (figura 3.38) e a inclinação da escora é limitada a  $1,0 \leq \tan\theta \leq 2,5$ . Para além disso, se uma acção ( $F_{Ed}$ ) é aplicada a uma distância inferior a metade da altura da consola ( $a_c \leq 0,5 h_c$ ) recomenda-se a utilização além da armadura de tracção principal, de estribos fechados horizontais ou inclinados com área de armadura superior a 25% da armadura de tracção principal ( $A_{s,lnk} \geq 0,25 A_{s,Main}$ ) (figura 3.39 a)). Se a acção ( $F_{Ed}$ ) for aplicada a uma distância igual ou superior a metade da altura da consola ( $a_c \geq 0,5 h_c$ ) e a acção for superior ao valor de cálculo do esforço transverso resistente ( $F_{Ed} \geq V_{Rd,c}$ ) devem utilizar-se, além da armadura principal de tracção, estribos fechados verticais em que a área de armadura dos estribos seja 50% da área da armadura principal ( $A_{s,lnk} \geq 0,50 F_{Ed}/f_{yd}$ ) (figura 3.39 b)).

A armadura principal deve estar devidamente amarrada na extremidade da consola e no pilar, sendo o laço a forma ideal, podendo haver mais que uma camada de armaduras (figura 3.39).

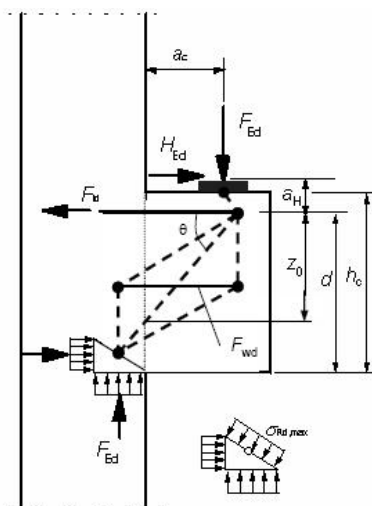


Figura 3.38 – Modelo de escoras e tirantes para a consola curta (extraída de [13])



(a) armadura para  $a_c \leq 0,5 h_c$

(b) armadura para  $a_c > 0,5 h_c$

A - dispositivos de amarração ou laços; B- Estribos

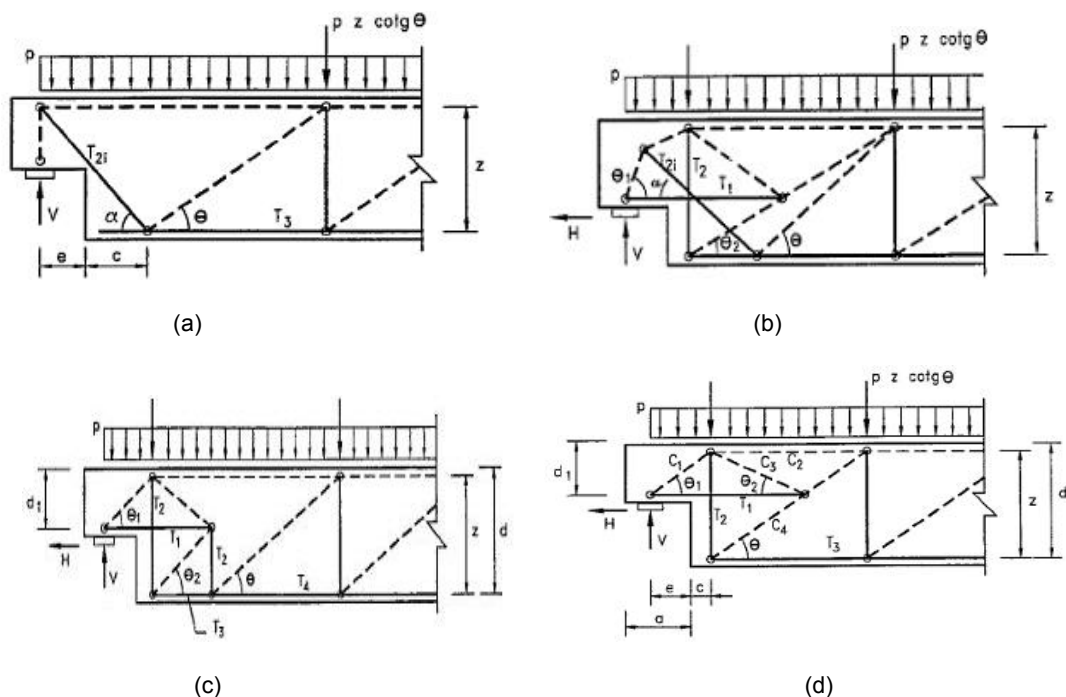
Figura 3.39 – Pormenorização das armaduras em consolas curtas (extraída de [13])

Actualmente existem soluções alternativas à utilização de consolas curtas para o apoio das vigas. O sistema proposto pela B.S Itália [22] cria uma superfície de aço que permite o apoio da viga (figura 3.40). Este sistema está oculto, apenas com a superfície de apoio visível (menos de 10 cm de espessura), mas capaz de suportar cargas muito elevadas, de acordo com ensaios efectuados pelo fornecedor.



Figura 3.40 – Solução proposta pela B.S Itália (extraída de [22])

No caso de vigas com as extremidades em dente, o modelo de escoras deve ser estabelecido mantendo a orientação geral das tensões principais resultantes da análise elástica. Esta disposição deve ser considerada como uma orientação geral e não como uma regra obrigatória, pois é possível estabelecer vários modelos de escoras e tirantes para uma mesma situação, como se pode observar na figura 3.41. Este princípio pretende assegurar o bom comportamento em serviço das zonas traccionadas, uma vez que terão armadura suficiente para resistir às tracções aí instaladas sem aberturas excessivas de fendas [1].



Legenda:

$\theta$  – ângulos de inclinação das bielas;

$z$  – braço do binário da viga;

$p$  – carga uniformemente distribuída na viga;

$a$  – comprimento do apoio;

$e$  – distância da reacção  $V$  à face do dente;

$c$  – distância da resultante das forças na armadura de suspensão à face do dente.

Figura 3.41 – Diferentes modelos de escoras e tirantes aplicados a uma viga indentada (adaptada de [1])

Para além disso, deve escolher-se um modelo com a mínima energia de deformação, o que corresponde ao menor comprimento possível de tirantes. Este princípio complementa o anterior, servindo como regra de confirmação. Os elementos traccionados devem ter uma orientação correspondente à disposição mais conveniente do ponto de vista prático. Sempre que possível devem evitar-se armaduras inclinadas, como acontece, por exemplo, nas peças lineares em que os estribos correntes são simulados por barras verticais que não estão orientadas a  $45^\circ$ , tal como preconiza a treliça de Mörsh e para além disso, não é lógico simular tirantes em locais onde seja difícil colocar armadura [1].

A armadura de suspensão da viga na zona do dente pode ser constituída por estribos verticais ou por estribos e varões inclinados, consoante o modelo de dimensionamento seleccionado. Existe um detalhe importante relativo à pormenorização das armaduras e comum a todos os modelos, a consideração da fadiga. Na dobragem de varões de grandes diâmetros só pode ser efectuada com grandes raios, o que pode conduzir à determinação do betão não confinado na zona dos cantos. A rotura pode igualmente ser evitada se for limitada a tensão de cálculo do aço, a valores inferiores ao da sua tensão de cedência [1].



Figura 3.42 – Exemplo de um dente de viga com armadura de espera

Os modelos dos dentes de viga (DV) referidos na figura 3.41 foram analisados em vários documentos, num dos mais detalhados o do Engenheiro Santos Silva [1], chegou-se à conclusão que o modelo mais económico era o modelo da figura 3.41 a), uma vez que resultava numa quantidade de armadura menor, porque o caminho das forças estabelecido no modelo é o que mais se aproxima da sua distribuição natural. Porém, este modelo, é um modelo incompleto porque não resiste a forças horizontais.

Os modelos das figuras 3.41 c) e d) são muito semelhantes, diferindo apenas na forma como o tirante  $T_1$  é amarrado no interior da viga. O valor de  $T_1$  é igual em ambos os modelos, sendo porém o valor de  $T_2$  superior no modelo d), devido à presença ao facto de não haver um segundo tirante  $T_2$  para a amarração interior da viga.

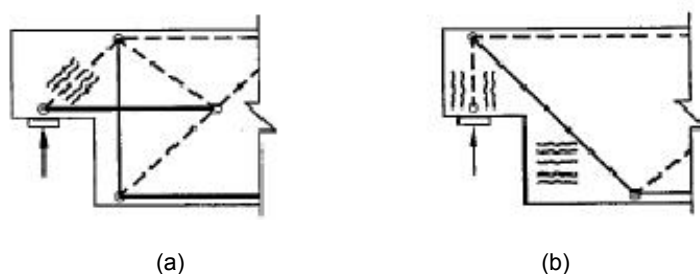


Figura 3.43 – Fendilhação provável, associada à utilização isolada dos modelos (a) modelo da figura 3.41 d) e c); (b) modelo da figura 3.41 a) (adaptada de [1])

Quando a reacção vertical é muito elevada, o dimensionamento com base nos modelos com armadura de suspensão vertical pode conduzir a grandes densidades de armadura. Esse problema pode ser resolvido utilizando o modelo com armadura de suspensão inclinada (a) em complemento do modelo (d). Nesse caso a força vertical será repartida pelos dois modelos, cabendo ao projectista a sua quantificação e a força horizontal será absorvida somente pelo modelo com armadura de suspensão vertical (d).

O modelo (b) é assim um modelo misto e a pormenorização das armaduras é representado na figura 3.44, sendo esta a melhor solução para evitar a fendilhação.

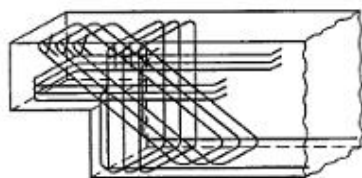


Figura 3.44 – Pormenorização da armadura segundo o modelo de cálculo (b) (extraída de [1])

Para evitar a rotura das extremidades das vigas, a armadura inferior deve ser devidamente amarrada junto à extremidade, deste modo apresentam-se alguns esquemas que podem ser utilizadas nestes casos (figura 3.45).

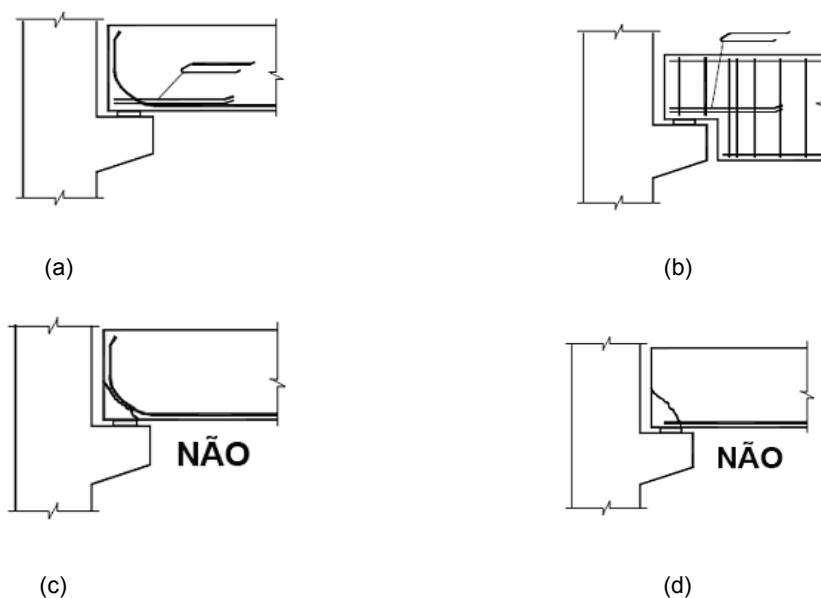


Figura 3.45 – Pormenores tipo nas extremidades de vigas: a) laços como reforço na zona do apoio; b) laços em vigas com dente; c) rotura em pormenor errado ou excesso de recobrimento; d) rotura por falta de amarração da armadura (extraída de [3])

- Ligação com transmissão de momentos

As ligações viga - pilar devem ser projectadas para duas situações distintas: na montagem a ligação deve garantir a segurança da estrutura sem transmissão de momentos flectores, mas com resistência e rigidez aos momentos torsores para garantir a estabilidade durante a montagem das pré-lajes ou pranchas alveoladas e durante a betonagem do betão complementar.

Nesta fase a ligação deve permitir uma montagem rápida e ser pouco sensível a erros de posicionamento dos pilares, dos apoios ou dos ferrolhos de ligação. Para garantir a rigidez e resistência à torção, os apoios devem ser largos e ser efectuada uma ligação com ferrolhos verticais, chumbados no apoio, que atravessam a viga e são aparafusados a esta no seu topo com auxílio de uma chapa metálica (ver figura 3.35). As ligações de continuidade devem ser projectadas para as acções na fase provisória com os mesmos critérios que as ligações sem continuidade de momentos. Os apoios referidos, são em geral, executados em seco, isto é, o betão da viga fica em contacto directo com o betão do pilar ou com interposição de uma fina camada de argamassa de regularização [3].

Se a estrutura se localizar numa zona em que a acção sísmica seja relevante, e esta condicionar o dimensionamento da ligação, a ligação deve ser dimensionada segundo um dos três seguintes critérios: sistema emulativo, ligação sobredimensionada, ou sistema dissipativo.

Existem basicamente dois tipos de ligação viga - pilar com continuidade: a ligação húmida e a ligação seca. Quanto à sua localização existem dois tipos: ligações em pilares interiores, em que a transferência dos momentos não se faz só das vigas para o pilar, mas sobretudo de viga para a viga do vão seguinte; e as ligações em pilares extremos, onde a transferência dos momentos é efectuada totalmente entre a viga e o pilar.

A ligação húmida é executada com a betonagem em obra do nó. Existe a possibilidade de ser executada de dois modos distintos, uma opção consiste em fabricar a extremidade da viga pré-fabricada como uma cofragem de betão, em forma de U, a qual é armada e betonada em obra. Na segunda opção fabrica-se a viga com as armaduras salientes nos extremos, sendo posteriormente e em obra, introduzidas dentro dos nós, que foram deixados por betonar nos pilares (figura 3.46). Depois de se montar a viga e colocar uma cofragem, os nós são betonados. Os pilares podem ser fabricados em troços correspondentes aos pisos ou serem executados por inteiro, sendo a zona dos nós rigidificada com perfis metálicos colocados no seu interior para efeitos de transporte e de montagem [3].

O comportamento sísmico é semelhante ao das estruturas monolíticas, pelo que estes sistemas podem-se considerar dissipativos, caso as armaduras sejam dimensionadas para esse objectivo. Porém, o facto de existirem juntas de betonagem nos nós dos pilares e caso estas não sejam correctamente executadas (à semelhança do que acontece nas estruturas moldadas *in situ*), pode colocar reservas em relação ao critério de “capacity design”. As ligações húmidas têm a desvantagem de terem finalização complexa, com várias operações morosas e, por vezes delicadas. Na betonagem do nó efectuada em obra pode ser usada uma argamassa de alto desempenho armada com fibras de aço. Com esta solução obtém-se um melhor comportamento para as acções sísmicas [3].

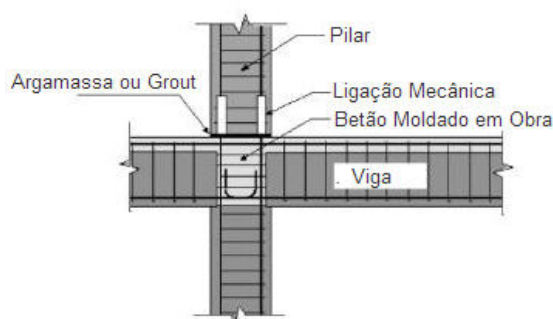


Figura 3.46 – Ligação com betonagem em obra do nó viga - pilar (adaptada de [23])

Nas ligações secas, a haver betonagem em obra, esta resume-se à camada de betão complementar da laje e do banzo superior da viga, onde se situam as armaduras superiores desta. Existindo a necessidade, por razões de montagem, de se deixar um intervalo entre a face extrema da viga e a face lateral do pilar, esta junta deve ser, posteriormente, injectada com calda ou argamassa não retráctil.

Estas ligações podem ser efectuadas por soldadura em obra das armaduras da viga às armaduras do pilar, com o auxílio de chapas ou de perfis metálicos. Devem ser executadas com um controlo rigoroso de qualidade pois, caso isso não aconteça é posta em causa a sua funcionalidade. Os elementos metálicos devem ser devidamente protegidos contra a corrosão, de forma a dispensar a sua manutenção [3].



Figura 3.47 – Varão roscado e emenda mecânica (extraída de [24])

A ligação seca também pode ser efectuada com emendas mecânicas dos varões de ligação da viga ao pilar, em que os varões são roscados na extremidade e são ligados com porcas, como se mostra na figura 3.47. Esta ligação é eficiente desde que o sistema de emenda esteja devidamente testado e certificado, e a operação de enroscamento em obra seja efectuada com controlo de qualidade.

Quando as ligações são projectadas para funcionarem sob a acção dos sismos, deve ser dada continuidade não só às armaduras superiores mas também às armaduras inferiores, mesmo que do cálculo não seja previsível a inversão dos momentos flectores no apoio. Este facto constitui uma dificuldade na execução das ligações secas, porque, enquanto as armaduras superiores da viga podem ser colocadas em obra, sendo betonadas posteriormente na camada de betão complementar, as armaduras inferiores são betonadas em fábrica.

As ligações viga - pilar deverão preferencialmente ser do tipo dissipativo para a acção sísmica, devendo ser ensaiadas em laboratório para serem classificadas como tal. No entanto, certos tipos de ligação, devido à fiabilidade do seu processo de execução e dos materiais que utilizam, merecem ser consideradas como dissipativas [3].

Nesta ligação podem ser usadas emendas mecânicas (figura 3.48), que dão continuidade às armaduras e injeção da junta com calda de cimento. Os pilares são executados com toda a altura



do edifício, e nestes são colocadas consolas curtas para servir de apoio às vigas, estas executam-se deixando a armadura inferior dentro de um negativo realizado por uma bainha. Depois de posicionar os elementos pré-fabricados, as armaduras inferiores da viga são ligadas às armaduras de continuidade do pilar com a utilização de emendas mecânicas e roscadas através de uma abertura deixada na parte inferior da viga. A armadura superior é colocada em obra e roscada às emendas mecânicas ligadas às armaduras de continuidade do pilar e, nessa altura a betonagem da zona superior da viga efectua-se, conjuntamente com a betonagem da laje. Para finalizar procede-se à injeção com argamassa da junta entre a viga e o pilar e das bainhas [8].

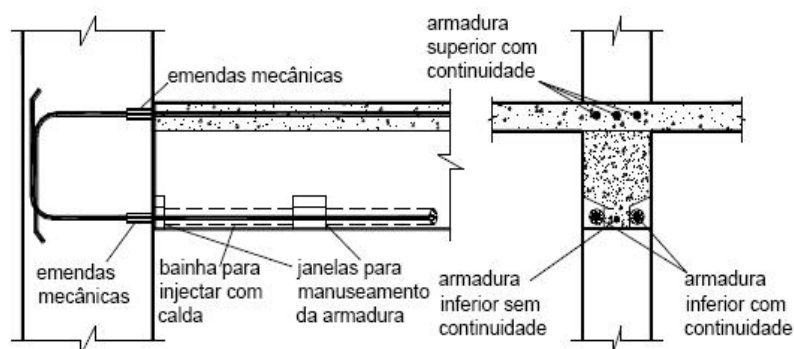


Figura 3.48 – Ligação viga – pilar em vigas rectangulares com betonagem complementar (extraída de [7])

Esta solução permite uma execução simples, rápida montagem, aceita elevadas tolerâncias e pode ser utilizada em pórticos, para resistir a cargas gravíticas e horizontais. A sua utilização é viável em estruturas com um coeficiente de comportamento até 2,5 e em termos de ductilidade pode ser classificada como normal segundo o REBAP. O seu desempenho sísmico pode considerar-se, dissipativo (figura 3.49).

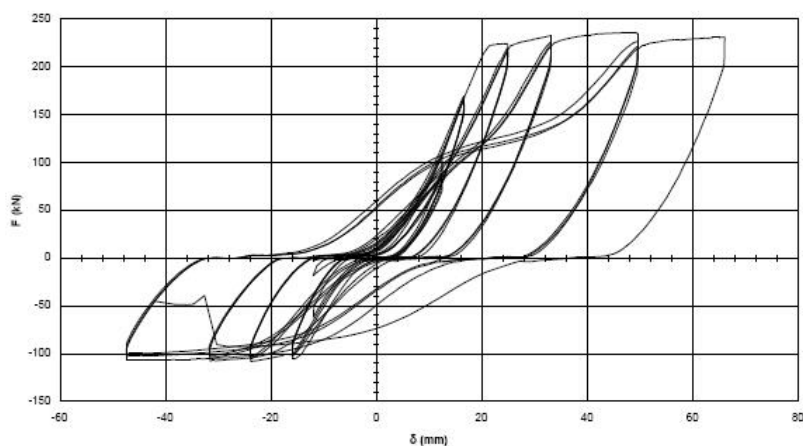


Figura 3.49 – Resultados experimentais da ligação anterior (extraída de [7])

A Dywidag Systems International desenvolveu uma ligação com acopladores mecânicos dúcteis que garantem a continuidade com alto desempenho sísmico (figuras 3.50 e 3.51), e o comportamento não linear ocorre no próprio conector, protegendo a viga e o pilar de quaisquer tipo de danos. Os conectores são colocados antes da betonagem do pilar, de modo a que em obra, se proceda ao seu aparafusamento com aperto contra uma placa de transferência de carga que está ligada à armadura longitudinal da viga.

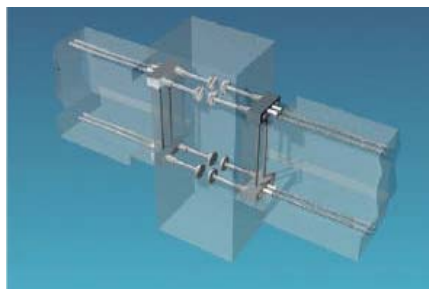


Figura 3.50 – Sistema Dywidag (extraída de [25])

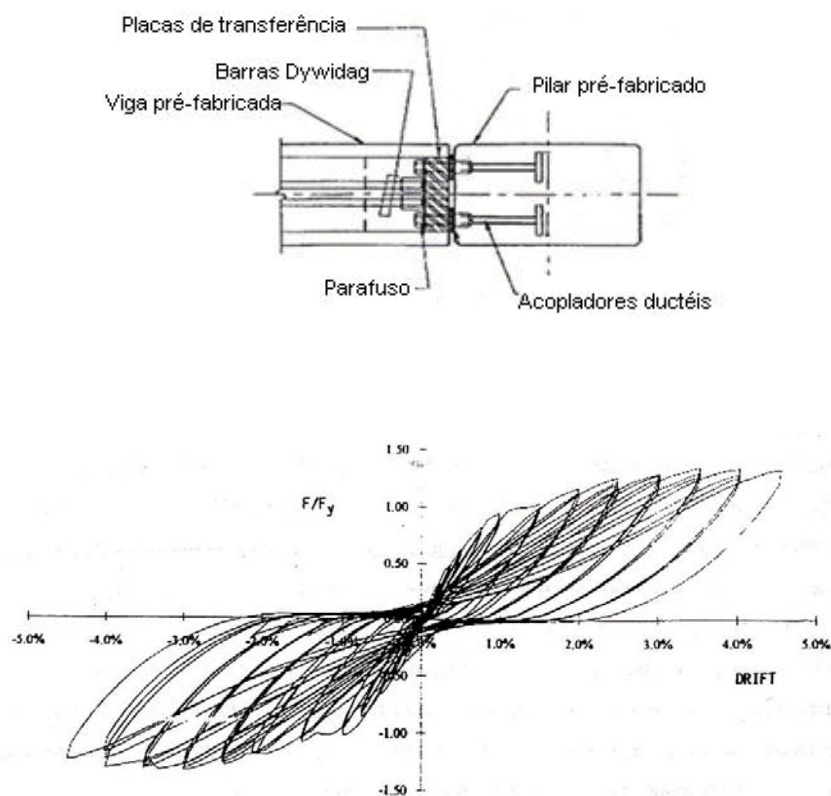


Figura 3.51 – Ligação com acopladores mecânicos dúcteis e resposta histerética (adaptada de [8])

Quando sujeita a acções cíclicas alternadas de grande amplitude (rotações superiores a 4%) apresenta pequenos níveis de dano, e mantém quase toda a rigidez inicial. Como desvantagem relativamente às ligações monolíticas equivalentes, apresenta uma menor quantidade de energia dissipada.

Nos sistemas de ligação elástica não - linear com pós-esforço não aderente os pilares e vigas são pré-fabricados, bastando em obra colocar as barras Dywidag e aplicar o pós-esforço como se mostra na figura 3.52.

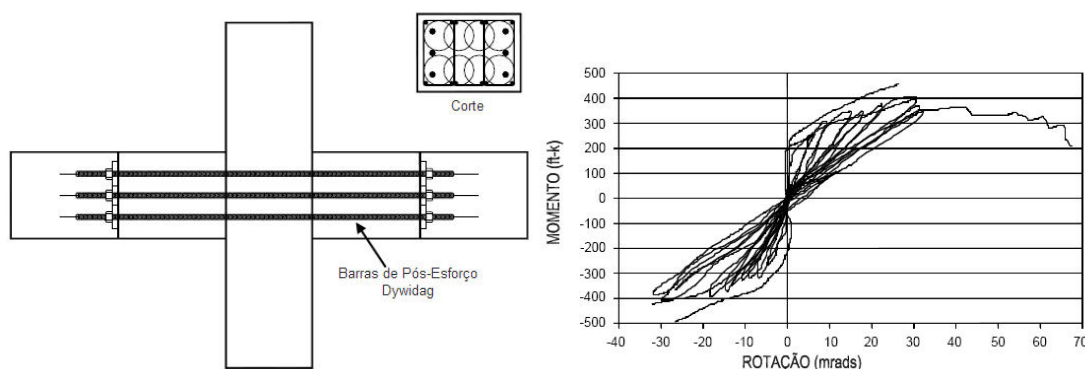


Figura 3.52 – Ligação com pós-esforço não aderente (adaptada de [7])

A resposta histerética da ligação é não linear, apesar das barras de pós-esforço se manterem em regime linear, à medida que se formam e desenvolvem as fendas. Esta ligação permite grandes deformações, sem perda significativa de resistência, sendo o único inconveniente a baixa energia dissipada, comparando com outros tipos de ligações equivalentes em aço ou betão armado. As vantagens são os reduzidos níveis de danos, as pequenas deformações residuais e a manutenção de quase toda a rigidez inicial. É de salientar que o seu dimensionamento é muito simples.

A ligação elástica não - linear com pré-esforço não aderente (figura 3.53) utiliza pré-esforço não aderente na zona da ligação e aderente fora dela. Neste sistema as vigas são moldadas com o seu comprimento total e os pilares troço a troço. A construção inicia-se com colocação dos primeiros troços do pilar ao longo de cada alinhamento, seguidamente são colocadas as vigas sobre a parte superior dos pilares e são colocados os segundos troços dos pilares, sendo a continuidade entre troços de pilar garantida, por acopladores mecânicos da Dywidag e pela injeção da zona da junta.

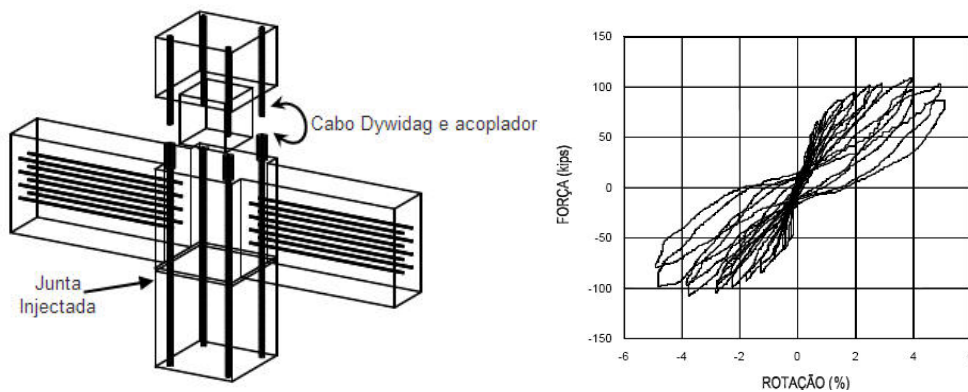


Figura 3.53 – Ligação Elástica; comportamento não linear elástico; com viga pré – tensionada (adaptada de [7])

A resposta histerética da ligação caracteriza-se pela não linearidade, que é garantida pela manutenção da tensão dos cabos de pré-esforço no regime linear à medida que se formam e desenvolvem fendas. As vantagens apresentadas são os pequenos níveis de dano, as diminutas deformações residuais e manutenção de quase toda a rigidez inicial. A energia dissipada apresenta valores muito baixos até rotações de 2%, aumentando proporcionalmente quando se atingem rotações mais elevadas.

Na ligação rígida - plástica com recurso da ligação aparafusada, o topo da viga é ligado ao pilar através do aparafusamento de chapas de aço, que permitem o escorregamento dos parafusos, quando actuam as acções cíclicas. A zona inferior da viga funciona como rótula plástica, com o objectivo de que o comportamento não linear se dê todo na zona superior (figura 3.54).

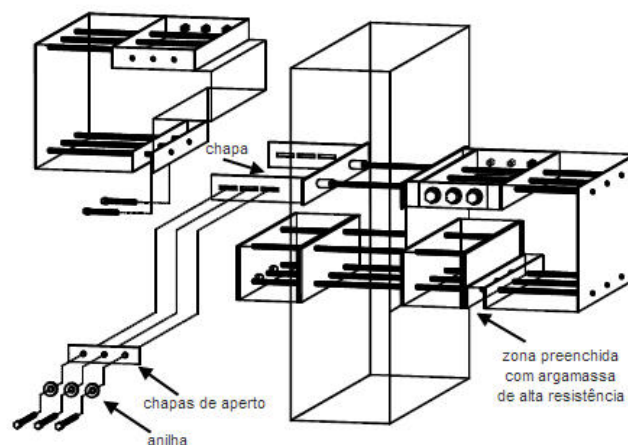


Figura 3.54 – Ligação rígido - plástica com recurso a ligação aparafusada (adaptada de [7])

As características rígidas - plásticas da resposta histerética da ligação, conseguem-se à custa do escorregamento que existe entre as chapas quando sujeitas ao carregamento cíclico (figura 3.55). A energia dissipada elevada e a estabilidade na resposta, são as vantagens apresentadas por este tipo de ligação.

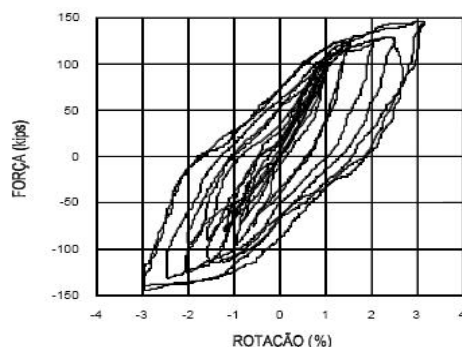


Figura 3.55 – Resultados experimentais da ligação anterior (1 kip = 4.55 kN) (extraída de [7])

Designam-se por ligações híbridas as que possuem dois diferentes tipos de aço: armaduras ordinárias embebidas no betão e cabos de pré-esforço não aderentes. As armaduras são colocadas em bainhas no topo e base da secção da viga e os cabos de pós-esforço são localizados no núcleo central (figuras 3.56 e 3.57).

A construção deste sistema começa com a colocação dos pilares, que possuem toda a altura do edifício, e o posicionamento das consolas curtas temporárias que irão servir de apoio provisório às vigas. Depois da colocação destas, as armaduras ordinárias são posicionadas atravessando o pilar de face a face em bainhas coincidentes com as bainhas colocadas nas vigas, de modo a dar continuidade aos esforços de flexão na ligação. A folga entre a viga e o pilar, em conjunto com as bainhas onde se posicionaram as armaduras ordinárias, são injectadas com argamassa reforçada com fibras. Após a execução de um alinhamento de vigas, e assim que a argamassa tenha ganho resistência suficiente, os cabos de pós-esforço são instalados e colocados em tensão. Finalmente, executam-se as lajes, e seguidamente retiram-se os consolas curtas provisórias.

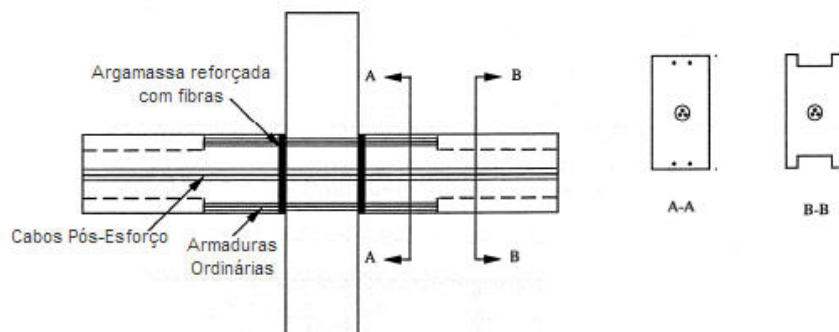


Figura 3.56 – Pormenores da ligação híbrida (adaptada de [26])

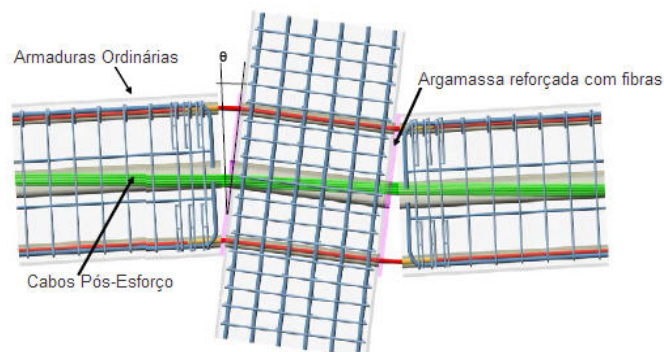


Figura 3.57 – Pormenores da ligação híbrida (adaptada de [27])

O comportamento à flexão desta ligação é caracterizado pela abertura e fecho de uma fenda, que surge na interface da viga com o pilar devido aos ciclos de carga e descarga. Nessa zona concentram-se as deformações inelásticas da estrutura, deste modo colocam-se armaduras em forma de espiral nestes locais, de modo a confinar o betão que está sujeito a elevadas tensões de compressão, quando se forma a fenda.

Esta ligação diminui significativamente os danos causados aos elementos de betão armado pelos ciclos repetidos de carga e descarga, ao mesmo tempo que os cabos de pós-esforço eliminam as deformações residuais e fecham as fendas. O comportamento força - deslocamento da ligação é essencialmente elástico não linear (figura 3.58), apesar de originar pouca dissipação de energia, a rigidez dos elementos e a ductilidade da ligação mantém-se num bom nível.

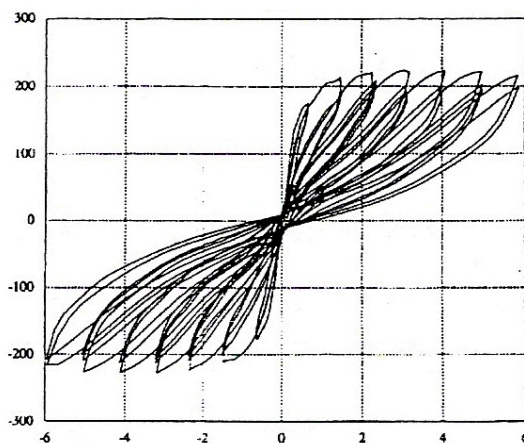


Figura 3.58 – Resultados experimentais da ligação anterior (extraída de [8])

#### LAJE - VIGA

A ligação entre lajes e vigas pré-fabricadas está associada à ligação entre os painéis de laje adjacentes e depende do processo construtivo da própria laje e da continuidade estrutural desses painéis na viga de apoio [1].

Sendo impossível separar as ligações laje - viga e as ligações laje - laje sobre a viga, serão analisadas as seguintes ligações: apoio simples da laje na viga; ligação com betonagem da zona superior da viga; apoio com soldadura de elementos metálicos salientes; e ligação com betonagem de uma lâmina complementar da laje em simultâneo com a zona superior da viga.

Em zonas sísmicas são aconselháveis soluções de ligações que envolvam a betonagem local da ligação, para se garantir o comportamento dos pavimentos como diafragmas.

Os pavimentos de lajes alveoladas são compostos por pranchas pré-fabricadas dispostas lado a lado. Geralmente estas pranchas são solidarizadas em obra com uma camada de betão complementar, com um mínimo de 5 cm de espessura. A existência dos alvéolos corresponde a uma redução do peso próprio e melhora o seu isolamento térmico. Estas lajes são autoportantes logo não necessitam de escoramento, traduzindo-se numa maior velocidade de execução dos pavimentos [28].

A superfície de contacto entre os elementos e o betão complementar deve ser a mais rugosa possível (figura 3.59), de modo a garantir uma melhor ligação entre os elementos.

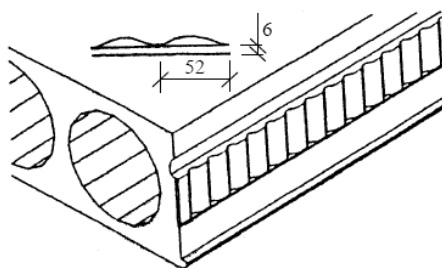


Figura 3.59 – Junta ondulada de lajes alveoladas (extraída de [28])

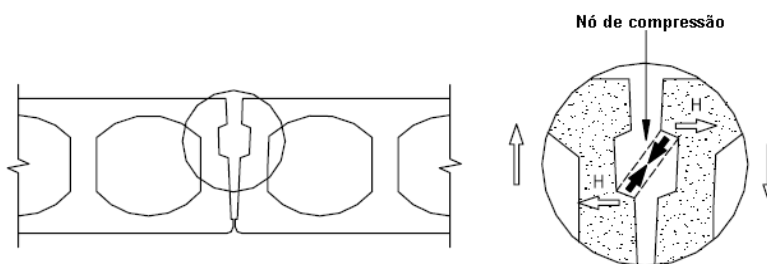


Figura 3.60 – Mecanismo de transferência da força de corte entre duas pranchas de laje alveolada (extraída de [10])

Nas lajes alveoladas as juntas longitudinais, podem possuir uma superfície rugosa ou indentada, assim verificar-se-á um aumento da resistência ao corte, conferida pelo betão ou argamassa de preenchimento (figura 3.59). A força horizontal  $H$  tem de ser absorvida lateralmente (figura 3.60), caso contrário as pranchas têm tendência a separar-se uma da outra. A cintagem

lateral obtém-se por bandas laterais betonadas *in situ* ou, em geral, pelas próprias vigas laterais. Este tipo de ligação não permite o funcionamento da laje nas duas direcções, uma vez que não existe continuidade de armadura inferior na direcção transversal aos painéis [28].

Nas ligações com betonagem de uma lâmina complementar sobre a laje em simultâneo, com a zona superior da viga, as pranchas de laje alveolada trabalham em conjunto com a camada de compressão betonada *in situ*, melhorando consideravelmente o seu comportamento. Pelo facto de toda a armadura existente na parte inferior da laje ser orientada apenas na direcção paralela às pranchas e, não existir nenhum reforço na direcção perpendicular, não é possível haver distribuição de momentos nas duas direcções.

De facto, embora exista alguma capacidade de mobilização de momentos negativos entre lajes, esta reserva não é considerada, em geral, na verificação de segurança à rotura. Adopta-se, no entanto, alguma armadura para controlo de eventual fendilhação, devido aos momentos negativos que terão tendência a surgir. Deste modo, considera-se que a laje só funciona numa das direcções, conforme a orientação escolhida para as pranchas pré-fabricadas.



## 4 CASO DE ESTUDO: EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO E COMÉRCIO

### 4.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo vai-se conceber, analisar, dimensionar e pormenorizar um edifício com estrutura em betão armado pré-fabricado.

O caso de estudo que serviu como base de trabalho foi um edifício de habitação multifamiliar, com um piso de comércio. O edifício desenvolve-se em dez níveis: duas caves (piso -2 e piso -1), rés-do-chão (piso 0) e sete pisos elevados (anexo A-05). A sua forma é aproximadamente quadrangular nas caves e rectangular nos restantes pisos, e a sua dimensão (metros) em planta é respectivamente 27,30 x 29,77 (anexo A-02) e 27,30 x 14,29 (anexo A-03 e A-04).

Inicialmente, definiram-se as acções a que a estrutura está sujeita, as acções estáticas: cargas permanentes (G) e variáveis (Q), e as acções dinâmicas: vento e sismo. Seguidamente, pré-dimensionaram-se os elementos (vigas, pilares e lajes), passando-se à análise da estrutura e interpretação dos resultados. Para finalizar, dimensionaram-se e pormenorizaram-se os elementos de betão armado e as ligações entre elementos.

### 4.2 CONCEPÇÃO DA ESTRUTURA

A estrutura do edifício à semelhança de estruturas betonadas *in situ*, é definida por um conjunto de pórticos ortogonais, formados por pilares e vigas que suportam as lajes de betão armado. Em toda a altura do edifício desenvolvem-se duas paredes resistentes na direcção Y e, ao nível das caves existem muros periféricos de contenção que suportam o peso do solo. O pavimento térreo é constituído por uma laje armada apoiada no solo e as fundações dos pilares são directas através de sapatas. Nos pilares situados ao longo dos muros de contenção, as sapatas são parte da própria sapata do muro. Na zona das paredes dos elevadores, adoptou-se uma sapata única, constituindo-se uma laje de fundação para cada um destes elementos. Para além das sapatas, as fundações incluem também um conjunto de vigas de fundação, as quais ajudam no travamento dos muros de contenção da cave ao nível do solo e dos pilares (anexo A-01).

Uma vez que a estrutura de betão armado (excepto paredes resistentes e muros de contenção) é pré-fabricada, existe a necessidade de ligar os elementos que já vêm betonados de fábrica. Numa estrutura deste tipo, como referido no capítulo anterior, existe um grande número de elementos diferentes a ligar. No caso em estudo e de um modo simplificado as ligações que foram alvo de análise foram quatro: ligação pilar-fundação, pilar-pilar, viga-pilar e laje-viga. Para a construção foram utilizados, dois betões com classes de resistência distintas, um betão C30/37 (valor de cálculo da resistência à compressão,  $f_{cd} = 20$  MPa) para as vigas e os pilares e, um betão

C20/25 ( $f_{cd} = 16,7$  MPa) para as fundações, e um aço A500NR (valor de cálculo da tensão de cedência de  $f_{yd} = 435$  MPa) para as armaduras. Para as ligações foi necessário utilizar argamassas, caldas de cimento injectáveis, grout, bainhas, chapas metálicas de nivelamento e elementos metálicos (ferrolhos, anilhas, porcas, etc.).

O edifício localiza-se na área metropolitana de Lisboa e tem uma classe estrutural S4, logo o tempo de vida útil do projecto são 50 anos. A classe de exposição dos elementos é XC1 (corrosão induzida por carbonatação, em ambiente seco ou permanentemente húmido), sendo o recobrimento nominal considerado 25 mm.

Para as fundações do edifício optou-se pelo uso de sapatas, tendo em conta as propriedades do terreno (areia): peso volúmico total  $\gamma = 20$  kN/m<sup>3</sup>, peso volúmico saturado  $\gamma_{sat} = 22$  kN/m<sup>3</sup>, e o ângulo de atrito interno  $\Phi=30^\circ$ .

### 4.3 ACÇÕES CONSIDERADAS

#### Acções Estáticas

Para quantificar as acções que actuam na estrutura, sendo elas permanentes (G) ou variáveis (Q), deve recorrer-se ao Eurocódigo 1 [29]. Na tabela 4.1 estão indicadas as acções que actuam ao nível de cada piso e na tabela 4.2 estão os valores dos coeficientes reduzidos das sobrecargas (estes coeficientes são necessários para quantificar certas combinações).

Cargas Permanentes (kN/m <sup>2</sup> )			Cargas Variáveis (kN/m <sup>2</sup> )	
Piso de Cobertura	Revestimento e Impermeabilizações	2,50	Sobrecarga ( $q_x$ )	0,4
	Peso próprio da laje	3,90		
Pisos de Habitação	Revestimento	1,50	Sobrecarga ( $q_x$ )	2,0
	Paredes divisórias	1,83		
	Paredes exteriores	3,50		
	Peso próprio da laje	3,90		
Piso de comércio	Revestimento	1,50	Sobrecarga ( $q_x$ )	5,0
	Paredes divisórias	1,87		
	Peso próprio da laje	3,90		
Pisos de Estacionamento	Peso próprio da laje <sup>1</sup>	3,90	Sobrecarga ( $q_x$ )	2,5
	Peso próprio da laje <sup>2</sup>	5,70		

Tabela 4.1 – Acções que actuam ao nível de cada piso tipo (kN/m<sup>2</sup>)

Nota:<sup>1</sup> Peso próprio da laje com 5,5 m de vão; <sup>2</sup> Peso próprio da laje com 10,4 m de vão.

Coeficientes reduzidos	Cobertura não acessível	Pisos de habitação	Piso de comércio	Pisos de estacionamento
$\Psi_0$	0	0,7	0,7	0,7
$\Psi_1$	0	0,5	0,7	0,7
$\Psi_2$	0	0,3	0,6	0,6

Tabela 4.2 – Valores dos coeficientes  $\Psi$  para os pavimentos de edifícios (adaptada de [29])

### Acções Dinâmicas

#### VENTO

Para se conhecer as forças que a acção do vento provoca, recorreu-se ao Eurocódigo 1: Acções em Estruturas - Parte 1-4: Acções Gerais – Acções do vento [30]. Este é aplicável a edifícios com altura máxima de 200 metros e de acordo com o Eurocódigo 0 [31] é uma acção variável fixa.

Para se definir a acção do vento, sobre o edifício em estudo deve-se primeiro separar o vento em dois casos particulares e distintos. O vento que sopra na direcção Norte-Sul (e vice-versa) e o vento que sopra na direcção Oeste-Este (e consequentemente de Este para Oeste).

– Direcção Norte-Sul

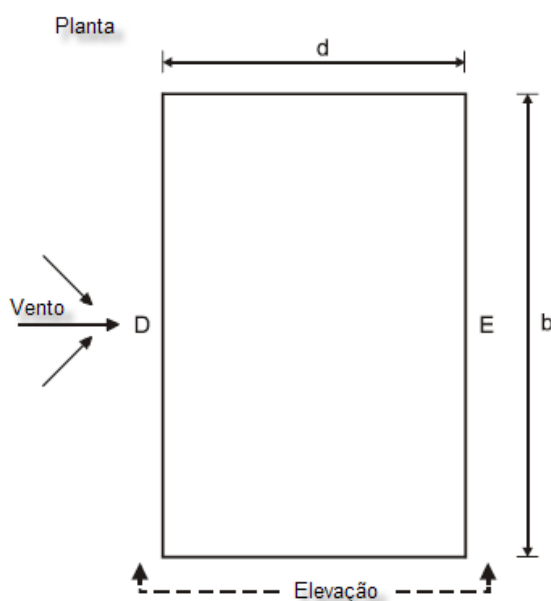


Figura 4.1 – Planta do edifício (adaptada de [30])

De acordo a figura 4.1 observa-se que  $b=14,30$  m e consequentemente  $2b=28,60$  m. No caso em estudo a altura do edifício ( $h$ ) é  $h=22,94$  m, desse modo encontramos-nos na situação referida na figura 4.2.

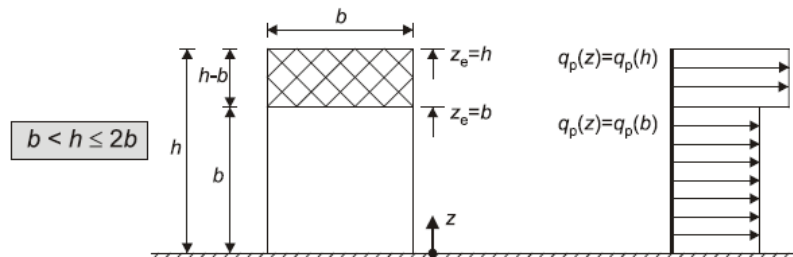


Figura 4.2 – Corte do edifício e divisão em zonas (extraída de [30])

Como  $e$  é igual a  $b$  e menor que  $d$  (figura 4.3), onde  $e = 14,30\text{ m}$  e  $d = 27,30\text{ m}$  vem:

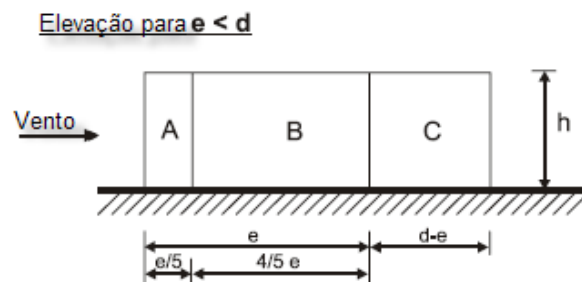


Figura 4.3 – Zonas da fachada (adaptada de [30])

Para se conseguir calcular as forças aplicadas em cada pilar há que primeiro definir as pressões sobre as superfícies ( $F_w$ ).

$$F_w = c_r(z) \cdot (C_{pe} \pm C_{pi}) \quad (8)$$

No caso em estudo os coeficientes de pressão exterior ( $C_{pe}$ ) na zona da fachada são apresentados na tabela 4.3 e os valores dos coeficientes interior ( $C_{pi}$ ) são apresentados na tabela 4.4.

Zona h/d	A	B	C	D	E
0,84	-1,2	-0,8	-0,5	0,77	-0,46

Tabela 4.3 – Coeficientes de pressão exterior das fachadas

	$\mu$	h/d	$C_{pi}$
(a)	0,857	0,84	-0,30
(b)	0,732	0,84	-0,15

Tabela 4.4 – Coeficientes de pressão interior

Como existem dois valores diferentes de  $C_{pe}$  na zona da cobertura existem, consequentemente, dois valores de  $\mu$ , onde este é um coeficiente que assume o valor:

$$\mu = \frac{\sum \text{área de aberturas onde } C_{pe} \text{ é negativo ou } 0}{\sum \text{área de todas as aberturas}} \quad (9)$$

Com base na figura 4.4, as pressões exteriores ou interiores devem ser somadas ou subtraídas.

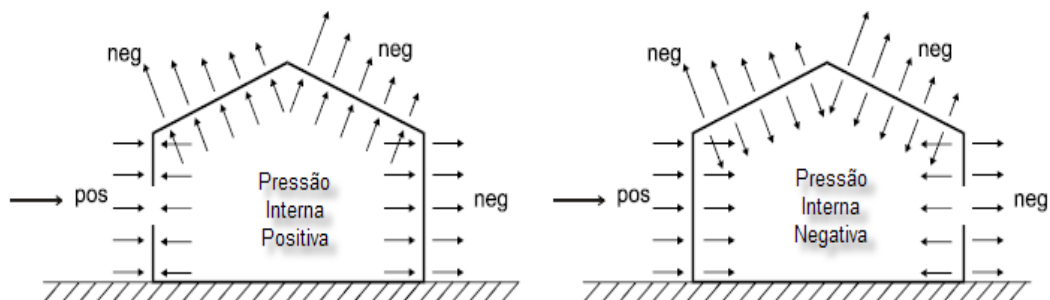


Figura 4.4 – Pressão sobre as superfícies (adaptada de [30])

Após se conhecer as pressões nas diferentes zonas das fachadas do edifício, calcula-se a pressão do vento devido à velocidade de pico, que também assume dois valores diferentes como se pode observar na figura 4.2.

$$q_p(z) = \left[1 + 7 \cdot I_v(z)\right] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) \quad (10)$$

Legenda:

$I_v$  - turbulência do vento;

$v_m(z)$  - velocidade média do vento;

$\rho$  - peso volúmico do ar: 1,25 kN/m<sup>3</sup>

Com base na equação (8) aplicada às diferentes zonas da fachada, obtém-se a tabela 4.5.

$F_w$ (kN/m <sup>2</sup> )	Caso (a)		Caso (b)	
	$C_{r(h)}$	$C_{r(b)}$	$C_{r(h)}$	$C_{r(b)}$
Zona A	-0,66		-0,77	
Zona B	-0,37		-0,48	
Zona C	-0,15		-0,26	
Zona D	0,79	0,67	0,68	0,58
Zona E	-0,12	-0,10	-0,23	-0,19

Tabela 4.5 – Pressões sobre as superfícies (kN/m<sup>2</sup>)

Ao multiplicar os valores de  $F_w$  da tabela 4.5 por áreas de influência, consegue-se determinar os esforços em cada pilar (tabela 4.6: pilares na zona D e zona E; tabela 4.7: pilares na zona A, zona B e zona C).

Zona D	$q_p(h)$	$q_p(b)$
Pilares de bordo	2,44	2,07
	2,40	2,03
Parede Central	6,49	5,51
Zona E	$q_p(h)$	$q_p(b)$
Pilares de bordo	-0,69	-0,59
	-0,68	-0,58
Parede Central	-1,85	-1,57

Tabela 4.6 – Esforços nos pilares (kN/m)

Zona	Pilar	N-S	S-N
A $\frac{e}{5}$ (2,86 m)	P2	-2,12	-0,71
	P1	-2,65	-1,41
B $\frac{4}{5}e$ (11,44 m)	P1	-2,62	-1,51
	P1	-1,47	-2,62
C d - e (13m)	P1	-1,39	-2,64
	P3	-0,68	-2,04

Tabela 4.7 – Esforços nos pilares (kN/m)

Quando o sentido do vento é Sul-Norte a zona da fachada D e E trocam de valores, o mesmo acontecendo com as zonas da fachada de A a C.

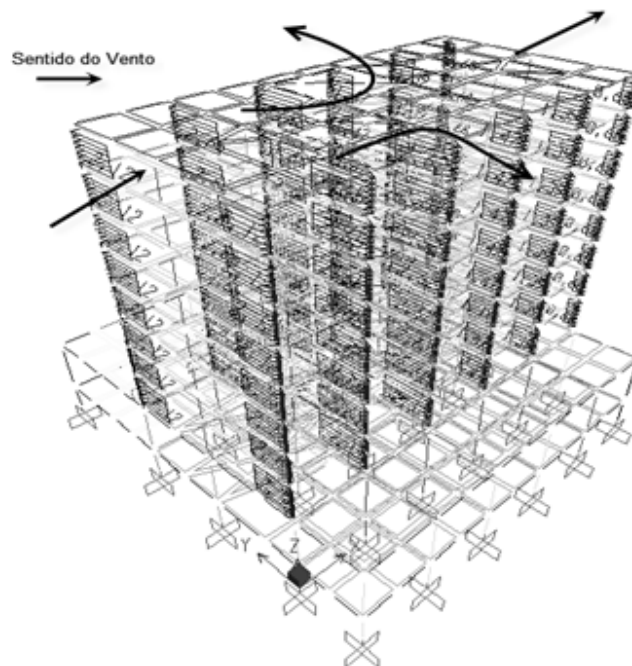


Figura 4.5 – Exemplo de um fluxo de vento possível (N-S, neste caso)

#### - Direcção Oeste-Este

A acção do vento a soprar nesta direcção é semelhante ao caso anterior. Porém, e devido a pequenas diferenças relacionadas com a geometria do edifício em planta, esta direcção torna-se mais simples.

De acordo a figura 4.1 observa-se que  $b = 27,30 \text{ m}$  e consequentemente  $2b = 54,60 \text{ m}$ , a altura do edifício mantém-se e desse modo encontramos-nos na situação referida na figura 4.6.

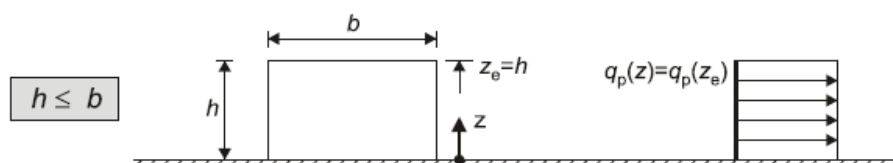


Figura 4.6 – Corte do edifício e divisão em zonas (extraída de [30])

Como  $e$  é igual a  $b$  e maior que  $d$  (figura 4.7), onde  $d = 14,30 \text{ m}$  e  $e = 27,30 \text{ m}$  vem:

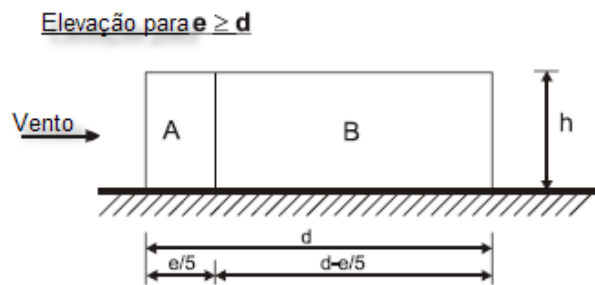


Figura 4.7 – Zonas da fachada (adaptada de [30])

Como os esforços nos pilares se calculam exactamente da mesma maneira, apresentam-se apenas as tabelas dos valores coeficientes de pressão exterior ( $C_{pe}$ ) (tabela 4.8) e dos valores dos coeficientes interior ( $C_{pi}$ ) (tabela 4.9). E, seguidamente, dos valores de pressão sobre as superfícies ( $F_w$ ) (tabela 4.10) e dos esforços nos pilares nas diferentes zonas da fachada (tabelas 4.11 e 4.12).

Zona $h/d$	A	B	C	D	E
1,60	-1,2	-0,8	0	0,8	-0,53

Tabela 4.8 – Coeficientes de pressão exterior das fachadas

	$\mu$	$h/d$	$C_{pi}$
(a)	0,728	1,60	-0,50
(b)	0,720	1,60	-0,50

Tabela 4.9 – Coeficientes de pressão interior

$F_w$ (kN/m <sup>2</sup> )	Caso (a) e (b)
Zona A	-0,51
Zona B	-0,22
Zona C	0,00
Zona D	0,95
Zona E	-0,02

Tabela 4.10 – Pressões sobre as superfícies (kN/m<sup>2</sup>)



Zona D		$q_p(h)$
Pilares de bordo		2,62
		2,53
Pilares Centrais		5,25
Zona E		$q_p(h)$
Pilares de bordo		-0,06
		-0,06
Pilares Centrais		-0,12

Zona	Pilar	W-E	W-E
A $\frac{e}{5}$ (5,46 m)	P2	-1,58	-0,68
	Parede	-2,51	-2,52
B d - $\frac{e}{5}$ (8,84m)	P2	-0,67	-1,55

À semelhança do vento na direcção Norte-Sul, quando o sentido do vento é Este-Oeste a fachada D e E trocam de valores, acontecendo o mesmo com a zona da fachada de A a C.

Figura 4.8 – Exemplo de um fluxo de vento possível (W-E, neste caso)

## SISMO

Para se conhecerem os esforços provocados pela acção sísmica, recorreu-se ao Eurocódigo 8 [14] e ao respectivo Anexo Nacional [18]. A definição dos espectros de dimensionamento depende primeiro de alguns parâmetros importantes, tais como:

- Localização geográfica e consequente zona sísmica;
- Tipo de terreno associado;
- Classe de importância da estrutura;
- Coeficiente de comportamento.

Como referido anteriormente o edifício localiza-se em Lisboa e está fundado sobre um solo de categoria B. Está enquadrado na categoria de importância II e o tipo estrutural é um sistema misto com um coeficiente de ductilidade média associado. Obtêm-se assim alguns dados importantes para a definição dos espectros de dimensionamento.

O coeficiente de comportamento para uma estrutura deste tipo toma o valor:

$$q = 3,0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 3,6 \quad (11)$$

Como estamos na presença de uma estrutura pré-fabricada, existe a possibilidade apresentada (no capítulo 3) pelo Eurocódigo 8, de corrigir este valor.

$$q_p = k_p \cdot q \quad (12)$$

Onde  $q$  é o valor de coeficiente de comportamento e toma o valor atrás calculado, e  $k_p$  um factor de redução que depende da capacidade da estrutura pré-fabricada de dissipar energia.

$$k_p = \begin{cases} 1,00 \\ 0,50 \end{cases} \quad (13)$$

Esse valor será 1,00 se a ligação for do tipo: emulativa, sobredimensionada ou dissipativa e 0,50 caso seja de outro tipo de ligação. No caso em estudo, as ligações serão do tipo dissipativas, não havendo a necessidade de corrigir o valor do coeficiente de comportamento.

Para a acção Sísmica Tipo 1, zona sísmica 3 sendo  $a_{gR} = 1,50 \text{ m/s}^2$

S	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
1,20	0,10	0,60	2,00

Tabela 4.13 – S e Períodos (s) (acção sísmica tipo 1)

Para a acção Sísmica Tipo 2, zona sísmica 1 sendo  $a_{gR} = 1,70 \text{ m/s}^2$

S	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
1,35	0,10	0,25	2,00

Tabela 4.14 – S e Períodos (s) (acção sísmica tipo 2)

Deste modo e com base nas expressões, indicadas no EC8 [14]:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (14)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (15)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T^2} \right] \text{ ou } S_d(T) \geq \beta \cdot a_g \quad (16)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \text{ ou } S_d(T) \geq \beta \cdot a_g \quad (17)$$

Legenda:

$S_d(T)$  – espectro de resposta de cálculo para análise elástica

$T$  – período de vibração dum sistema de um grau de liberdade

$a_g$  – aceleração de projecto em rocha (terreno tipo A) -  $a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR}$

$T_B$  – limite inferior do ramo espectral de aceleração constante

$T_C$  – limite superior do ramo espectral de aceleração constante

$T_D$  – valor definidor do início do ramo de deslocamento constante

$S$  – factor do tipo de terreno de fundação

$q$  – coeficiente de comportamento

$\beta$  – limite inferior do espectro (sendo o valor recomendado pelo anexo Nacional de 0,2)

O espectro de resposta tem a configuração da figura 4.9.

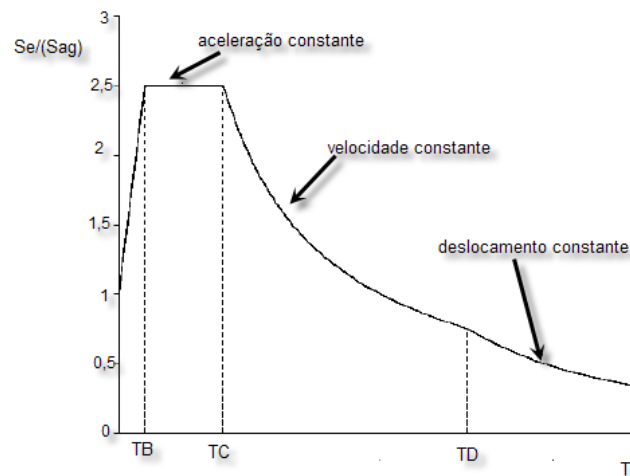


Figura 4.9 – Espectro de resposta elástico (adaptada de [14])

No caso em estudo obtêm-se os seguintes espectros de cálculo para a acção sísmica tipo 1 e tipo 2 (figura 4.10).

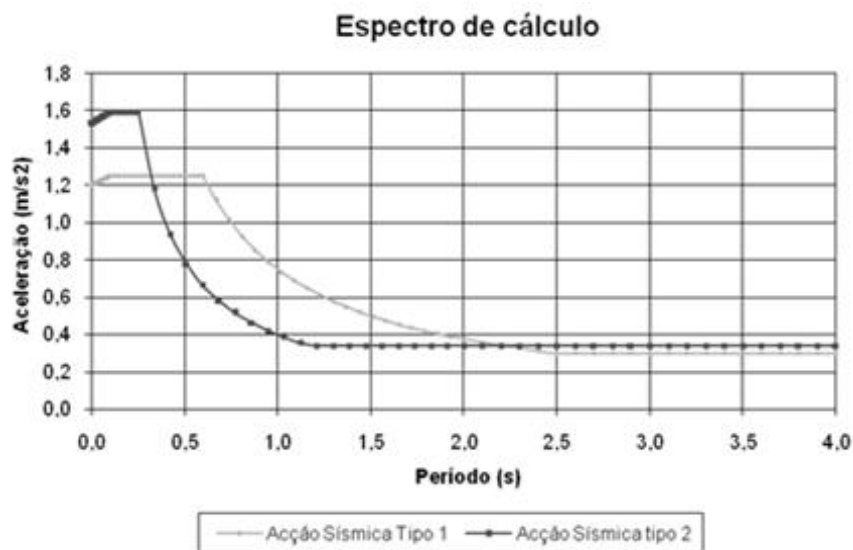


Figura 4.10 – Espectro de resposta de Cálculo

### Combinações de Acções

Para o pré-dimensionamento e dimensionamento dos elementos é necessário fazer diversas combinações, com o objectivo de determinar os esforços mais desfavoráveis e assim, dimensionar a estrutura do lado da segurança. Recorrendo-se ao Eurocódigo 0 [31], Eurocódigo 7 [32] e Eurocódigo 8 [14] e apresenta-se a tabela 4.15.

Combinação	Descrição	Expressão
Combinação 4	Combinação fundamental para as cargas verticais com a sobrecarga como acção base	
Combinações 5 a 8	Combinação fundamental para as cargas verticais onde acção variável base é a sobrecarga e as acções variáveis acompanhantes são o vento	$E_d = E \left\{ \sum \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right\}$ $\gamma_G = 1,35 \text{ e } \gamma_Q = 1,50$
Combinações 20 a 23	Combinação fundamental para as cargas verticais onde acção variável base é o vento, e as acções variáveis acompanhantes são as sobrecargas	
Combinações 13 a 16	Combinação para a acção sísmica	$E_d = E \left\{ \sum G_{k,j} + A_{Ed} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\}$
Combinações QP1 a QP4	Combinação quase permanente das acções	$E_d = E \left\{ \sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,j} \cdot Q_{k,j} \right\}$
Combinação fundamental	Combinação fundamental para as fundações	$E_d = E \left\{ \sum \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right\}$ $\gamma_G = 1,30 \text{ e } \gamma_Q = 1,30$

Tabela 4.15 – Diferentes combinações utilizadas no dimensionamento da estrutura

#### 4.4 PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Apesar de se tratar de um edifício com elementos pré-fabricados, as regras de pré-dimensionamento dos elementos principais (lajes, vigas e pilares) mantêm-se semelhantes às dos elementos betonados *in situ*.

### Lajes

Para a construção da laje do pavimento, optou-se por pranchas alveoladas de betão pré-esforçado. Estas são armadas unidirecionalmente e para o seu pré-dimensionamento considera-se

$$h \approx \frac{L}{30 \text{ a } 35} \quad (18)$$

Onde  $h$  é a espessura da laje, e  $L$  o comprimento do vão. Deste modo  $h = 0,16\text{ m}$  para  $L = 5,50\text{ m}$  opta-se por uma LAP15-3-20 da Secil Prebetão que tem uma espessura total de 204 mm (154 mm das pranchas e 50 mm de betão complementar).

Na zona das caves ( piso -2 e piso -1) existe, uma zona em que o vão tem um comprimento de 10,43 m. Como tal, nesta situação  $h \approx 0,31\text{ m}$ , optando-se por uma LAP 25-6-33 da Secil Prebetão que tem uma espessura total de 329 mm (249 mm das pranchas e 80 mm de betão complementar).

### Vigas

Para uniformizar as secções das vigas, optou-se por escolher o comprimento do vão mais desfavorável (maior). Desse modo em todo o edifício (excepto no contorno dos pisos e na cave), a secção da viga tem as mesmas dimensões:

$$h = \frac{L}{10 \text{ a } 12} \quad (19)$$

Onde  $h$  é altura total da viga, e  $L$  o comprimento do vão. Assim  $h = 0,60\text{ m}$  e  $b = 0,35\text{ m}$ , onde  $b$  é a largura da viga (dimensionada com base, nomeadamente, em questões arquitectónicas).

No contorno dos pisos, onde o vão tem um comprimento maior ( $L = 7,40\text{ m}$ ), adoptou-se  $h = 0,70\text{ m}$  e na cave onde o comprimento do vão máximo atinge os 10,43 m a secção alterou-se para uma altura de 0,90 m e uma largura de 0,45 m.

Uma vez que as lajes funcionam na direcção X (figura 4.11), apenas existem vigas nos alinhamentos segundo Y e no contorno do edifício para unir os pilares, dar rigidez ao conjunto, e suportar as paredes exteriores.

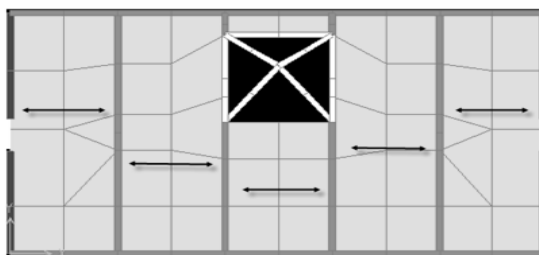


Figura 4.11 – Distribuição das cargas da laje e consequente modelo das vigas

## Pilares

O pré-dimensionamento dos pilares, está relacionado com a limitação da tensão média no betão, deste modo, e tendo em conta a existência de três tipos diferentes de pilar, vem:

$$\text{Pilar Central, } \nu = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \cong 1,0 \Leftrightarrow A_c = \frac{N_{Ed}}{f_{cd}} \quad (20)$$

$$\text{Pilar de Bordo, } \nu = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \cong 0,85 \Leftrightarrow A_c = \frac{N_{Ed}}{0,85 \cdot f_{cd}} \quad (21)$$

$$\text{Pilar de Canto, } \nu = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \cong 0,60 \Leftrightarrow A_c = \frac{N_{Ed}}{0,60 \cdot f_{cd}} \quad (22)$$

Onde  $f_{cd}$  é o valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão,  $A_c$  a área de secção transversal do pilar e  $N_{Ed}$  o valor de cálculo do esforço axial actuante no pilar.

$$N_{Ed} = (\gamma_G \cdot N_G + \gamma_Q \cdot N_Q) \cdot A_{\text{influência}} \quad (23)$$

No subcapítulo 4.3 definiram-se os valores dos coeficientes parciais das acções para a combinação fundamental.

Apresenta-se de seguida os valores de  $N_{Ed}$  para os pilares tipo 1 a 4 (tabela 4.16) e os valores das secções dos mesmos na tabela 4.17.

Piso	N <sub>Ed</sub> (kN)			
	Pilar Bordo (P1)	Pilar de Canto (P2)	Pilar de Canto (junta) (P3)	Pilar Interior(P4)
Piso 7	156,3	78,1	75,3	209,6
Piso 6	478,4	283,4	275,0	518,5
Piso 5	837,6	488,7	474,6	827,4
Piso 4	1196,7	693,9	674,3	1136,3
Piso 3	1555,9	899,2	874,0	1445,2
Piso 2	1915,0	1104,5	1073,6	1754,1
Piso 1	2274,2	1309,7	1273,3	2063,0
Piso 0	2633,3	1515,0	1473,0	2371,9
Cave -1	2979,1	1745,3	1697,3	2680,8
Cave -2	3427,8	1976,8	1933,3	2904,6

Tabela 4.16 – Estimativa de cargas aplicadas (kN) por pilar e por piso

Piso	Pilar 1		Pilar 2		Pilar 3		Pilar 4	
	$\frac{N_{Ed}}{0,85 \cdot f_{cd}}$ (m <sup>2</sup> )	Secção Adoptada (m)	$\frac{N_{Ed}}{0,60 \cdot f_{cd}}$ (m <sup>2</sup> )	Secção Adoptada (m)	$\frac{N_{Ed}}{0,60 \cdot f_{cd}}$ (m <sup>2</sup> )	Secção Adoptada (m)	$\frac{N_{Ed}}{f_{cd}}$ (m <sup>2</sup> )	Secção Adoptada(m)
Piso 7	0,00	0,30x0,25	0,00	0,25x0,45	0,00	0,25x0,45	0,00	0,25x0,30
Piso 6	0,03	0,30x0,25	0,02	0,25x0,45	0,02	0,25x0,45	0,03	0,25x0,30
Piso 5	0,05	0,30x0,25	0,04	0,25x0,45	0,04	0,25x0,45	0,04	0,25x0,30
Piso 4	0,07	0,30x0,25	0,06	0,25x0,45	0,06	0,25x0,45	0,06	0,25x0,30
Piso 3	0,09	0,45x0,35	0,07	0,25x0,45	0,07	0,25x0,45	0,07	0,25x0,30
Piso 2	0,11	0,45x0,35	0,09	0,25x0,45	0,09	0,25x0,45	0,09	0,30x0,40
Piso 1	0,13	0,45x0,35	0,11	0,25x0,45	0,11	0,30x0,55	0,10	0,30x0,40
Piso 0	0,15	0,45x0,35	0,13	0,30x0,55	0,13	0,30x0,55	0,12	0,30x0,40
Cave -1	0,18	0,55x0,40	0,15	0,30x0,55	0,15	0,30x0,55	0,13	0,35x0,45
Cave -2	0,20	0,55x0,40	0,16	0,30x0,55	0,16	0,30x0,55	0,15	0,35x0,45

Tabela 4.17 – Dimensões adoptada para as secções dos pilares

## 4.5 ANÁLISE DA ESTRUTURA

Após o pré-dimensionamento e, existindo a noção da dimensão das peças a utilizar para a construção do modelo do edifício, construiu-se um modelo espacial de cálculo com base num programa de elementos finitos, o SAP 2000 ®. Sendo necessária toda a definição da geometria, carregamento e condições de apoio.

Todas as acções consideradas para a construção do modelo numérico foram as utilizadas para o pré-dimensionamento dos pilares. O peso próprio foi considerado automaticamente pelo programa de cálculo, excepto as lajes, uma vez que estas foram consideradas como carregamento das vigas.

Este modelo foi construído com elementos frame para simular os pilares e as vigas e com elementos casca para simular as lajes. Porém, devido às lajes descarregarem unidirecionalmente, optou-se por carregar as vigas com base em áreas de influência e as lajes serviram apenas para funcionar como diafragma ao nível de cada piso e para aí se concentrar a massa do piso usada na análise da acção sísmica.

As paredes de contenção das caves e as paredes resistentes do núcleo de acesso vertical foram simuladas por barras verticais com rigidez equivalente à dos elementos de betão armado que modelam (figura 4.12) . Para a ligação rígida entre estas barras, foram consideradas barras fictícias, com massa e peso nulos e grande rigidez.



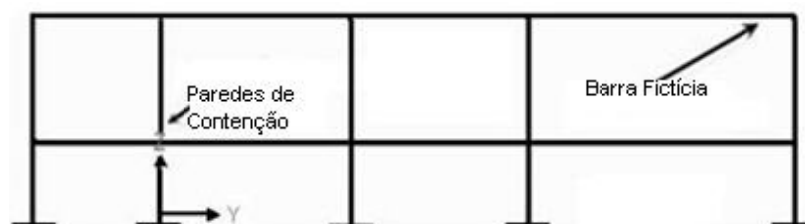


Figura 4.12 – Modelação das paredes de contenção

No caso do núcleo de elevador e escadas (figura 4.13), foi necessário o uso destas barras fictícias para unir o centro de gravidade do núcleo em U à estrutura do piso.

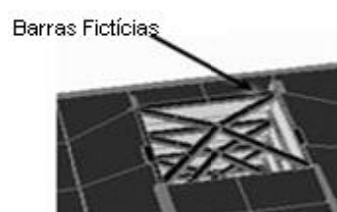


Figura 4.13 – Esquema das paredes do elevador

Na figura 4.14 apresenta-se uma imagem do modelo numérico da estrutura.

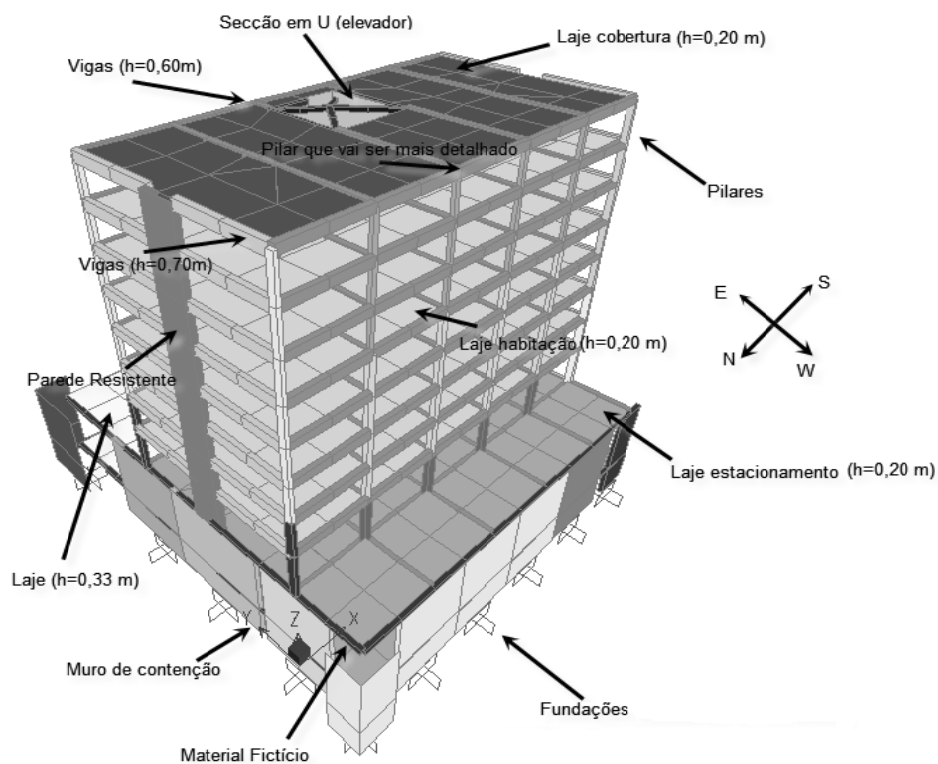


Figura 4.14 – Modelo 3D da estrutura

Existem algumas verificações que se podem fazer, para confirmar se o modelo está bem definido, uma vez que este, não passa de um modelo matemático que se tenta aproximar de um modelo físico.

– Comparar algumas flechas nas vigas do modelo, com as flechas elásticas tabeladas;

Pelas flechas tabeladas em [33] , Encastrada-Encastrada:

$$a_{\text{elástica}} = \frac{P \cdot L^4}{384 \cdot EI} \quad (24)$$

Apoiada-Apoiada:

$$a_{\text{elástica}} = \frac{5 \cdot P \cdot L^4}{384 \cdot EI} \quad (25)$$

Onde:

$$p = \gamma_{\text{betão armado}} \cdot A_{\text{viga}} = 25 \cdot (0,70 \times 0,35) = 6,1 \text{ kN/m}; L = 3,45 \text{ m e } EI = 3 \times 10^5 \text{ kN.m}^2 \quad (26)$$

Desse modo a flecha elástica encastrada-encastrada:  $a_{\text{elástica}} = 7.5 \times 10^{-6} \text{ m}$  e a flecha elástica apoiada-apoiada  $a_{\text{elástica}} = 3.8 \times 10^{-5} \text{ m}$ .

Os valores obtidos com o modelo, são da mesma ordem de grandeza destes valores.

– Confirmar se a soma das reacções verticais da carga DEAD (do modelo) corresponde ao peso da estrutura estimado;

Peso estimado = Peso das Vigas + Peso dos Pilares + Peso Caixa do Elevador + Peso das Paredes Resistente + Peso das Paredes das Caves (27)

$$\begin{aligned} &= 6996,9 + 1933,4 + 3894,0 + 1288,1 + 5219,4 \\ &= 19331,7 \text{ kN} \end{aligned}$$

Valor que saiu do modelo numérico, DEAD = 19068,8 kN.

$$\frac{\text{Peso Estimado} - \text{DEAD}}{\text{DEAD}} \times 100 = 1,40 \% \quad (28)$$

Esta percentagem de erro pode ser considerada aceitável.

– Ver deformadas nos vários pórticos (figura 4.15). Não devem aparecer pontos angulosos nem outras situações inesperadas;

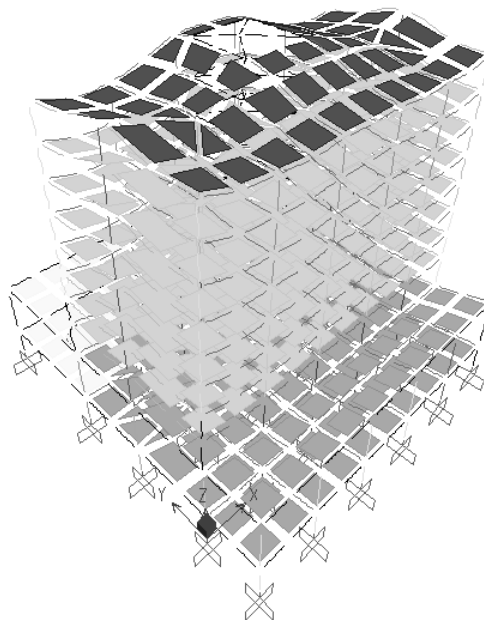


Figura 4.15 – Deformada do edifício devido ao peso próprio (em 3D)

– Igual ao ponto anterior mas para os diagramas de esforços (figura 4.16).

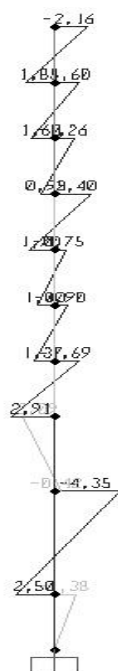


Figura 4.16 – Diagrama de esforços de  $M_{33}$  num pilar devido à combinação fundamental

Para definir a acção sísmica no modelo, o espectro de resposta obtido na figura 4.10, foi transformado em ficheiros .txt e posteriormente exportado para o SAP 2000 ®. Aí criaram-se dois sismos segundo a direcção X e dois sismos segundo a direcção Y (sismos Tipo 1 e Tipo 2).

Analysis Case Name: Sismo Tipo 1-1

Notes: Modify/Show...

Analysis Case Type: Response Spectrum

Model Combination: ☒ CQC ☐ SRSS ☐ ABS ☐ GMC ☐ 10 Pct ☐ Dbl Sum

GMC f1: GMC f2:

Directional Combination: ☒ SRSS ☐ ABS ☐ Modified SRSS (Chinese)

ABS Scale Factor:

Model Analysis Case: Use Modes from this Model Analysis Case: Model

Um factor importante foi não considerar o sismo a actuar unicamente segundo X ou Y pois, num caso real o sismo tem componentes não ortogonais ao eixo do edifício. Como tal na definição de uma direcção considerou-se sempre 1/3 da acção na outra direcção.

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	Sismotipo1	1
Accel	U2	Sismotipo1	0.33

Show Advanced Load Parameters: ☐

Other Parameters: Model Damping: Constant at 0.05

Buttons: Add, Modify, Delete, OK, Cancel

Figura 4.17 – Definição da acção sísmica segundo ambas as direcções

Para continuar a confirmar se o modelo estava próximo do esperado, fizeram-se mais umas verificações. Estas relacionadas com a acção sísmica.

- Estimar a frequência com base no EC8 [14] e comparar com a 1ª frequência do modelo.

Na figura 4.18 pode observar-se as frequências e os períodos dos oito primeiros modos de vibração do edifício.

Found mode	1 of	12:	EV= 4.7968229E+01, f=	1.102293, T=	0.907200
Found mode	2 of	12:	EV= 1.1735698E+02, f=	1.724148, T=	0.579997
Found mode	3 of	12:	EV= 1.2686762E+02, f=	1.792650, T=	0.557833
Found mode	4 of	12:	EV= 5.6563669E+02, f=	3.785201, T=	0.264187
Found mode	5 of	12:	EV= 1.6497483E+03, f=	6.464411, T=	0.154693
Found mode	6 of	12:	EV= 1.7355698E+03, f=	6.630422, T=	0.150820
Found mode	7 of	12:	EV= 1.7971057E+03, f=	6.746941, T=	0.148215
Found mode	8 of	12:	EV= 1.9990358E+03, f=	7.115909, T=	0.140530

Figura 4.18 – Frequências e Períodos correspondentes aos diferentes modos de vibração

Com base no EC8 e para edifícios com altura acima do solo inferior a 40 metros, o T1 pode ser aproximado pela expressão:

$$T_1 = C_t \cdot H^{\frac{3}{4}} \quad (29)$$

onde  $C_t$  toma o valor de 0,075 para estruturas de betão armado, e  $H$  o valor de 22 m, desde o topo do edifício até uma cave rígida. Para estes valores  $T_1$  toma o valor 0,76 s e consequentemente  $f_1 = 1,31$  Hz.

– Observar os diferentes Modos de Vibração e contabilizar a massa total mobilizada pela acção sísmica.

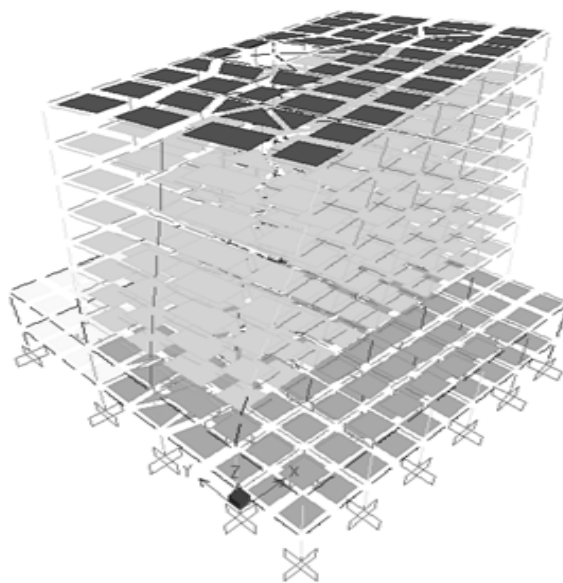


Figura 4.19 – 1º Modo de Vibração

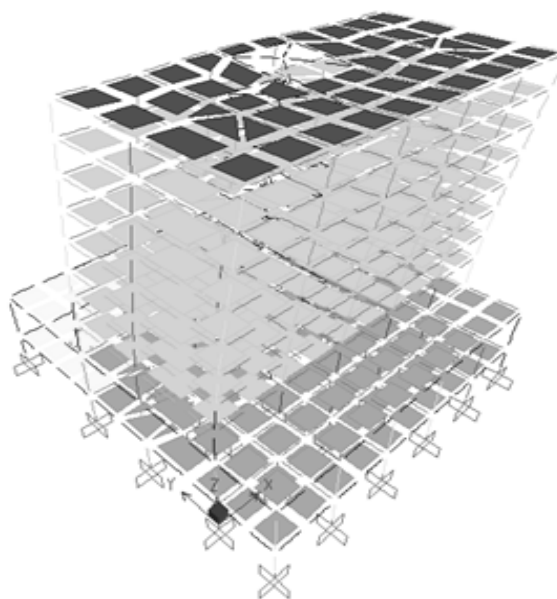


Figura 4.20 – 2º Modo de Vibração

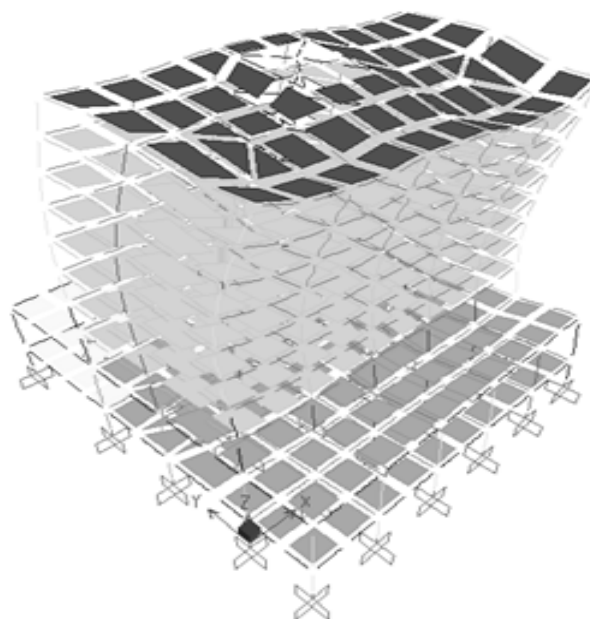


Figura 4.21 – 5º Modo de Vibração

Modo	Período (s)	UX (%)	UY (%)	UZ (%)	Sum UX (%)	Sum UY(%)	Sum UZ (%)
1	0,91	13,7	0,2	0,0	13,7	0,2	0,0
2	0,58	2,2	52,7	0,0	15,8	52,9	0,0
3	0,56	39,8	2,2	0,0	55,7	55,1	0,0
4	0,26	2,3	0,0	0,0	57,9	55,1	0,0
5	0,15	0,1	7,4	24,9	58,0	62,5	24,9
6	0,15	1,5	0,7	0,0	59,5	63,2	24,9
7	0,15	0,1	9,9	22,1	59,6	73,0	47,0
8	0,14	11,7	0,0	0,0	71,3	73,0	47,0

Tabela 4.18 – Massa que vibra consoante os diferentes Modos

Como se pode observar pelas figuras 4.19, 4.20 e 4.21 e pela tabela 4.18, conclui-se que o primeiro modo é de rotação, o segundo e o terceiro de translação segundo o eixo Y e X respectivamente, e que o 5º e o 7º modo apresentam uma percentagem de vibração da massa vertical elevada (porém, esta ocorre para frequências elevadas). A partir do modo 8 existe uma estabilização da massa que vibra, e a massa total mobilizada estabiliza entre 71% e 73%, correspondendo à percentagem de massa do edifício concentrada nos pisos acima das caves.

– Força de corte basal (imediatamente antes das caves).

Na base dos pilares do piso 0, faz-se um somatório das forças de corte segundo as direcções X e/ou Y e, consequentemente, fazer uma comparação com o método das forças laterais, especificado no Eurocódigo 8 [14].

O método é aplicável se

$$T_1 \leq \min(2,0 \text{ s}; 4 \cdot T_C) \quad (30)$$

Sendo aplicável ao presente caso porque  $T_1 \cong 0,91 \text{ s}$  é menor que o mínimo de 2,0 s e  $4 \cdot T_C$ .

Deste modo,

$$F_b = S_d(T_1) \cdot M \cdot \lambda \quad (31)$$

Onde  $S_d(T_1)$  é a ordenada no espectro de resposta de cálculo para o período  $T_1$ ; M a massa total do edifício acima das caves rígidas; e  $\lambda$  um factor de correcção.

Uma vez que existem dois tipos de sismo também existem 2 valores de  $F_b$ , tanto para a direcção X como Y. Porém vamos apenas fazer a verificação para uma direcção e para o sismo tipo 1.

$$M_x = \frac{P_{qp \text{ Total}} \cdot \text{"\% massa do edifício que vibra acima das caves rígidas"}}{g} = 4068 \text{ ton} \quad (32)$$

$$\lambda = 0,85, \text{ uma vez que } T_1 \leq 2 \cdot T_C \rightarrow 0,91 \text{ s} \leq 1,20 \text{ s} \quad (33)$$

$$F_{bx} = S_d(T_1) \cdot M \cdot \lambda = 2849,9 \text{ kN} \quad (34)$$

Comparando este resultado, com o valor obtido pelo SAP 2000 ® (2811,8 kN) conclui-se que a percentagem de erro associada é de 1,35 %, podendo-se confiar nos valores de esforços que o modelo fornecer.

## 4.6 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA E DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS

### Lajes

O dimensionamento foi efectuado iterativamente, pois para além da verificação dos estados limites últimos, foi também efectuada a verificação dos estados limites de utilização. Para o

dimensionamento interessaram as características do vão a vencer e os valores e distribuição das cargas actuantes.

Tendo sido consideradas finalmente as propriedades mecânicas e geométricas da laje pré-fabricada LAP 15-3-20 para os vãos de 5,50 metros e a laje pré-fabricada LAP 25-6-33 para o vão de 10,43 metros.

- Exemplo:

A laje da zona do estacionamento com vão de 10,43 m, seria uma LAP 25-6-30, porém os estados limites de utilização condicionaram esta escolha, utilizando -se uma LAP 25-6-33.

Esforços actuantes

Com base nos esforços elásticos, e tendo em conta as condições de apoio (Apoiada-apoiada), consideraram-se os seguintes esforços actuantes:

$$m_{Ed} = \frac{P_{Ed} \cdot L^2}{8} = 156,2 \text{ kNm / m} \quad (35)$$

$$v_{Ed} = \frac{P_{Ed} \cdot L}{2} = 59,9 \text{ kN / m} \quad (36)$$

Sendo  $P_{Ed} = 11,50 \text{ kN/m}^2$  e  $L = 10,43 \text{ m}$

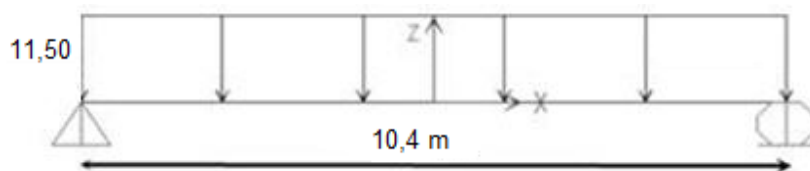


Figura 4.22 – Modelo de cálculo da laje na zona do vão

#### Esforços resistentes e verificação da segurança

Considerando a laje tipo (LAP 25-6-33), e consultando o respectivo documento de homologação fornecido pelo fabricante [34], considera-se verificada a segurança relativamente aos estados limites últimos:

$$m_{Rd} = 278,7 \text{ kNm / m} ; v_{Rd} = 107,2 \text{ kN / m}$$

- Verificação dos estados limites de utilização:

#### Fendilhação

$$p_{qp} = 7,2 \text{ kN / m}^2 \text{ e } M_{qp} = \frac{p_{qp} \cdot L^2}{8} = 98,3 \text{ kNm / m} \quad (37)$$



Valor fornecido pelo fabricante:  $M_{fctk} = 127,3 \text{ kNm/m}$  (verifica o estado limite de fendilhação).

### Deformação

Com base nas flechas elásticas tabeladas comparar com a flecha limite:

$$\frac{L}{250} = 0,042 \text{ m} \quad (38)$$

A flecha a longo prazo será então:

$$a_{\infty} = a_{\text{elástica}} \cdot (1 + \varphi) = 0,049 \text{ m} \quad (39)$$

$$\text{Com } \varphi = 2,5 \text{ e } a_{\text{elástica}} = \frac{5 \cdot P_{qp} \cdot L^4}{384 \cdot EI} = 0,014 \text{ m} \quad (40)$$

Conclui-se pela análise destes valores que a laje não verifica o estado limite de deformação. Porém a deformação calculada desprezou o efeito do pré-esforço existente na laje. Admitindo que este efeito é superior à deformação limite, a laje verifica a segurança.

### **Vigas**

Para o cálculo das armaduras das vigas é possível usar o modelo tridimensional executado no SAP 2000 ®. Uma vez que se trata de um caso de flexão simples, depois de definir as características dos materiais e o recobrimento obtêm-se os valores para as armaduras longitudinais e transversais, de acordo com o Eurocódigo 2 [13]. Para tal basta definir uma envolvente de esforços, para garantir o cálculo dos esforços máximos em cada secção.

Para o caso em estudo escolheu-se apenas um pilar (de bordo) e consequentemente todas as vigas que têm ligação com este pilar, tanto na direcção x como y, como na figura 4.23.

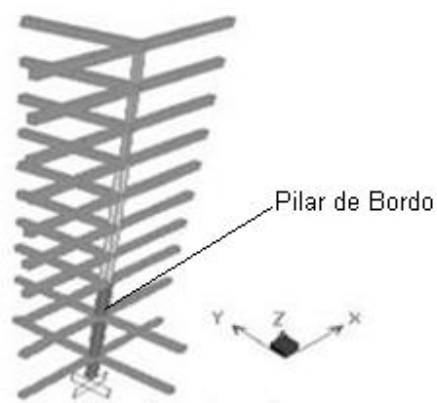


Figura 4.23 – Pilar em estudo em 3D

Admite-se que o programa utiliza as seguintes expressões para o cálculo de armaduras longitudinais e transversais:

- Armaduras longitudinais

Se  $\mu < \mu_{lim}$ :

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} \quad (41)$$

Se  $\mu > \mu_{lim}$  (considera a armadura de compressão para manter  $\mu < \mu_{lim}$ ).

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2,0 \cdot \mu} \quad (42)$$

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot b \cdot d} \Leftrightarrow A_s = \frac{\omega \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \quad (43)$$

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \quad (44)$$

Em que:  $\mu$  - momento reduzido;  $M_{Ed}$  - momento actuante;  $f_{cd}$  - valor de cálculo da resistência à compressão do betão;  $b$  - largura da secção;  $d$  - altura útil da armadura traccionada;  $\omega$  - percentagem de armadura traccionada;  $f_{yd}$  - valor de cálculo da tensão de cedência do aço;  $A_s$  - área da secção de armadura traccionada;  $f_{ctm}$  - o valor médio da resistência à tracção do betão e  $f_{yk}$  - o valor característico da tensão de cedência do aço.

- Armaduras transversais

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot \cot\theta \quad (45)$$

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \text{ (MPa)} \quad (46)$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot \frac{\nu_1 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z}{\cot\theta + \tan\theta} \quad (47)$$

Onde:  $V_{Rd,s}$  - valor de cálculo do esforço transversal equilibrado pela resistência da armadura transversal;  $V_{Rd,max}$  - valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo, correspondente à compressão das escoras de betão;  $A_{sw}$  - secção transversal total da armadura de um estribo;  $s$  -

espaçamento entre estribos;  $b_w$  - espessura da alma;  $v_1$  - coeficiente de redução da resistência do betão em compressão, tendo em conta que o betão na alma da viga está fendilhado.

Apesar do programa calcular as armaduras em cada troço, devemos calcular a armadura mínima tanto para as armaduras longitudinais, como para as armaduras transversais tendo em conta o recomendado no EC8 [14], para as zonas críticas das vigas (extremidades junto à ligação nos pilares) e verificar se esta é superior ou inferior. Nos casos em que seja superior, será obviamente a armadura utilizada na verificação dos estados limites últimos.

– Armadura mínima (armadura longitudinal)

Tal como existe uma expressão para armadura mínima, definida no EC2 [13] também existe no EC8 [14]:

$$A_{s,min} = 0,50 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \quad (48)$$

A armadura mínima foi calculada para a viga apresentada na figura 4.23,  $A_{s,min} = 5,58 \text{ cm}^2$ , optando-se por  $3\phi 16$  ( $6,03 \text{ cm}^2$ ).

– Armadura mínima (armadura transversal)

$$A_{s,min} = \rho_{w,min} \cdot b_w \cdot 10^4 = 0,00088 \times 0,35 \times 10^4 = 3,08 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad (49)$$

Optou-se por Est 2R  $\phi 6$  / 10,175 ( $3,35 \text{ cm}^2/\text{m}$ ). Este cálculo efectua-se para a zona central da viga (onde o esforço transversal é mínimo).

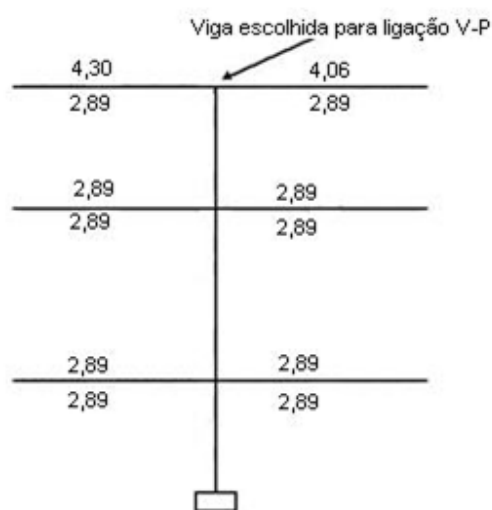


Figura 4.24 – Armadura em  $\text{cm}^2$  na direcção X

## Pilares

Os pilares são elementos que estão sujeitos a flexão composta. Neste caso, optou-se por programar uma folha de Excel®, que apresenta a taxa de armadura para cada combinação de acções e para cada piso separadamente. Depois, e como os pilares são pré-fabricados por troços com 3 a 4 pisos de altura, pormenorizou-se cada troço com a mesma armadura.

Seguidamente, exemplificou-se a sequência de cálculo de um pilar de um edifício respeitando o EC2 [13] e seguindo [33].

### Efeitos globais de 2ª Ordem

Em edifícios, os efeitos globais de 2ª ordem podem ser ignorados se:

$$F_{V,Ed} \leq k_1 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,60} \cdot \frac{\sum E_{cd} \cdot I_c}{L^2} \quad (50)$$

Legenda:

$F_{V,Ed}$  – carga vertical total de contraventamento e nos elementos contraventados;

$n_s$  – número de pesos acima do solo;

$E_{cd}$  – valor de cálculo do módulo de elasticidade do betão  $\left( E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{cE}} = \frac{33}{1,20} = 27,5 \text{ MPa} \right)$ ;

$I_c$  – momento de inércia da secção de betão não fendilhada dos elementos de contraventamento;

$L$  – altura do edifício acima da secção de encastramento dos elementos de contraventamento;

$k_1 = 0,31$  se os elementos de contraventamento se encontram fendilhados e 0,62 caso contrário.

No estudo, fez-se um somatório das cargas axiais ao nível do piso 0 e em (50), vem:

$$254097 \text{ kN} \leq \begin{cases} 0,31 \cdot \frac{8}{8+1,60} \cdot \frac{27,5 \cdot 10^6 \cdot 185}{22,9^2} \rightarrow \text{direcção X: contraventada} \\ 0,31 \cdot \frac{8}{8+1,60} \cdot \frac{27,5 \cdot 10^6 \cdot 110}{22,9^2} \rightarrow \text{direcção y: contraventada} \end{cases}$$

Neste caso os pilares são elementos contraventados e incorporados em pórticos e o seu comprimento de encurvadura é dado pela expressão:

$$l_0 \leq 0,5l \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)} \quad (51)$$

Legenda:

$l_0$  – comprimento de encurvadura do pilar;

$l$  – comprimento do pilar;

$k_1, k_2$  – flexibilidades relativas dos encastramentos parciais das extremidades do pilar.

$$k = \left(\frac{\theta}{M}\right) \cdot \frac{EI}{l} \quad (52)$$

onde:  $\theta$  – rotação dos elementos que se opõem à rotação da extremidade do pilar para um momento  $M$  e  $\frac{EI}{l}$  – rigidez de flexão do pilar, ou dos pilares, que concorrem no nó (figura 4.25). No

caso geral de dois pilares:  $\left(\frac{EI}{l}\right) = \left(\frac{EI}{l}\right)_a + \left(\frac{EI}{l}\right)_b$

Para o exemplo da figura 4.25,  $k_1 = 0,1$  (encastramento);  $k_2 = \frac{\frac{EI_a + EI_b}{l_a + l_b}}{\frac{4EI_{v1}}{l_{v1}} + \frac{3EI_{v2}}{l_{v2}}}$  e  $k_3 = 10$  (rótula).

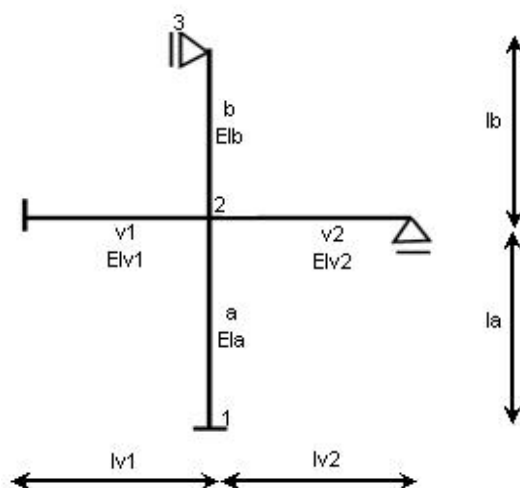


Figura 4.25 – Exemplo de convergência de pilares e vigas num nó

Para cada piso, e para ambas as direcções (X e Y), os k's foram mudando à medida que as condições de rigidez se alteravam.

### Imperfeições geométricas

Os efeitos desfavoráveis de eventuais imperfeições geométricas e de desvios nas posições das cargas devem ser considerados tanto na análise aos estados limites últimos como das estruturas. A imperfeição pode ser representada por uma inclinação, dada por:

$$M_{01} = M_{ED} + N_{Ed} \cdot e_2 \quad (53)$$

$$\theta_0 = \frac{1}{200} - \text{valor básico} \quad (54)$$

$$\alpha_m = \sqrt{\left[0,5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)\right]} - \text{coeficiente de redução relativo ao número de elementos } m \quad (55)$$

Em elementos estruturais isolados:  $m=1$  e  $l$  o comprimento real do elemento; num sistema de contraventamento:  $m$  é o número de elementos verticais que transmitem força horizontal ao sistema de contraventamento, e  $l$  é altura do edifício.

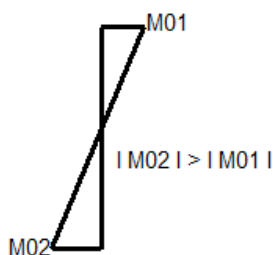
Devido à análise ser realizada troço a troço, optou-se por considerar uma análise para elementos isolados, o que acaba por ser mais desfavorável, aumentando deste modo a segurança.

Em elementos isolados o efeito das imperfeições pode ser considerado como uma excentricidade, ou como uma força transversal:

$$e_i = \frac{\theta_i \cdot l_0}{2} \quad (56)$$

Desse modo designam-se por efeitos de 1ª ordem as resultantes das acções aplicadas na estrutura e das imperfeições geométricas ( $M_{0ED}$ ). Estes provocam deformação transversal por flexão do pilar ( $e_2$ ).

### Efeitos de 2ª Ordem



$$M_{01} = M_{ED} + N_{Ed} \cdot e_2 \quad (57)$$

$$M_{02} = M_{ED} + N_{Ed} \cdot e_2 \quad (58)$$

Para analisar os pilares piso a piso e combinação a combinação, foi necessário comparar  $\lambda$  com  $\lambda_{lim}$ , assim:

Os efeitos de 2ª ordem podem ser desprezados se  $\lambda \leq \lambda_{lim}$ ;

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad (59)$$

Onde  $l_0$  é o comprimento de encurvadura e

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \text{ o raio de giração da secção transversal} \quad (60)$$

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{v}} \quad (61)$$

onde:

$$A = \frac{1}{(1+0,2 \varphi_{ef})} \approx 0,7 \quad (62)$$

com

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \frac{M_{oEqp}}{M_{oEd}} \quad (63)$$

$\varphi(\infty, t_0)$  é o coeficiente de fluência final,  $M_{oEqp}$  o momento de primeira ordem para a combinação quase permanente de acções e  $M_{oEd}$  o momento de primeira ordem para a combinação usada no dimensionamento aos Estados Limites Últimos.

$$B = \sqrt{(1+2\omega)} \approx 1,1; \quad \omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (64)$$

$$C = 1,7 - r_m \quad (65)$$

Com  $r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}}$  e  $|M_{02}| \geq |M_{01}|$  ( $r_m$  pode variar entre -1 e 1 e consequentemente C entre 2,7 e 0,7).

$$v = \frac{|N_{Ed}|}{A_c f_{cd}} \quad (66)$$

$N_{Ed}$  é o esforço axial de cálculo;  $A_c$  a área transversal do pilar e  $f_{cd}$  o valor de cálculo de resistência à compressão do betão.

Se não for necessário considerar os efeitos de 2ª ordem, o dimensionamento é efectuado com o

$$\text{máximo momento de 1ª ordem nas extremidades} \rightarrow \begin{cases} M_{02,Ed} \\ N_{Ed} \end{cases} \quad (67)$$

Sendo necessário considerar os efeitos de 2ª ordem, estes podem ser estimados a partir da análise do método baseado na curvatura nominal.

Segundo este método, a curvatura máxima é dada por:

$$\frac{1}{r} = K_r \cdot K_\gamma \cdot \frac{1}{r_0} \quad (68)$$

onde:

$$K_r = \frac{(v_u - v)}{(v_u - v_{bal})} \leq 1,0 \quad (69)$$

É um factor de correcção que depende do esforço normal e  $v_u = 1 + \omega$ ;  $v_{bal} \approx 0,45$  que corresponde a  $\varepsilon_s = \varepsilon_{yd}$ ;

$$K_\gamma = 1 + \beta \cdot \gamma_{ef} \geq 1,0 \quad (70)$$

Tem em conta a fluência do betão e

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} \quad (71)$$

Sendo  $\lambda$  a esbelteza.

$$\frac{1}{r_0} = \frac{2\varepsilon_{yd}}{0,90d} \quad (72)$$

Com

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_{aço}} = \frac{435}{200 \times 10^3} \approx 2,18 \times 10^{-3} \text{ e } d = h - \text{rec} - \frac{\phi}{2} - \phi_{est} \quad (73)$$

Deformação transversal por flexão do pilar:

$$e_2 = \frac{\left(\frac{1}{r}\right) l_0^2}{c} \quad (74)$$



Com  $\frac{1}{r}$  a ser a curvatura,  $l_0$  o comprimento de encurvadura e  $c$  um coeficiente dependente da distribuição da curva,  $c = \pi^2 \approx 10$ .

E o momento nominal de 2ª ordem por:

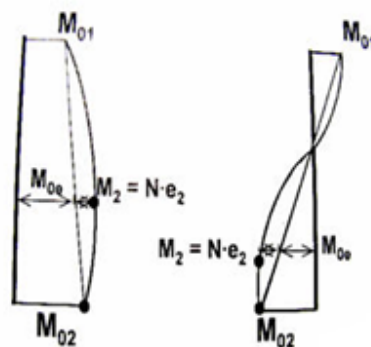
$$M_2 = N_{Ed} \cdot e_2 \quad (75)$$

Em elementos contraventados os efeitos da deformação são maiores no vão do pilar do que nas extremidades.

Momento equivalente

$$M_{0E} = 0,6 M_{02} + 0,4 M_{01} \geq 0,4 M_{02} \text{ com } |M_{02}| \geq |M_{01}| \quad (76)$$

Esforços de cálculo:

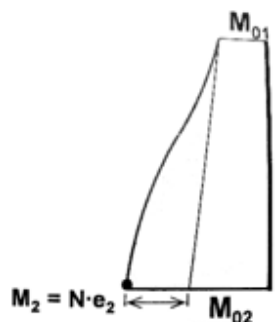


Efeitos de 2ª ordem : 
$$\begin{cases} M_{Ed} = M_{0e} + M_2 \\ N_{Ed} \end{cases} \quad (77)$$

Momentos de 1ª ordem nas extremidades: 
$$\begin{cases} M_{02,Ed} \\ N_{Ed} \end{cases} \quad (78)$$

Em elementos não contraventados os efeitos da deformação são maiores nas extremidades do pilar do que no vão.

Esforços de cálculo:



Efeitos de 2ª ordem nas extremidades: 
$$\begin{cases} M_{02,Ed} = M_{02} + M_2 \\ N_{Ed} \end{cases} \text{ com } |M_{02}| \geq |M_{01}| \quad (79)$$

Segundo o EC2 [13] a flexão desviada deve ser considerada incluindo os efeitos de segunda ordem em cada uma das direcções. Na ausência de um cálculo rigoroso da secção transversal em relação à flexão desviada, pode utilizar-se o seguinte critério simplificado:

$$\left(\frac{M_{EdZ}}{M_{RdZ}}\right)^a + \left(\frac{M_{EdY}}{M_{RdY}}\right)^a \leq 1,0 \quad (80)$$

Em que:  $M_{Edz/y}$  é o momento de cálculo em relação ao eixo considerado, incluindo um momento de segunda ordem;  $M_{Rdz/y}$  é o momento resistente na direcção considerada;  $a$  para secções circulares e elípticas é igual a 2 e para secções rectangulares, ver tabela 4.19;  $N_{Ed}$  é o valor de cálculo do esforço normal; e  $N_{Rd}$  o esforço normal resistente da secção.

$$N_{Rd} = A_c \cdot f_{cd} + A_s f_{yd} \quad (81)$$

Em que:  $A_c$  é a área bruta da secção transversal de betão e  $A_s$  a área da secção de armaduras longitudinais.

$N_{Ed} / N_{Rd}$	0,1	0,7	1,0
$a$	1,0	1,5	2,0

Tabela 4.19 – Valores do expoente  $a$  para secções rectangulares (adoptada de [13])

A expressão (80) pode ser ignorada se forem verificadas as condições:

$$\frac{\lambda_y}{\lambda_x} \leq 2 \text{ e } \frac{\lambda_x}{\lambda_y} \leq 2 \quad (82)$$

e se as excentricidades relativas  $\frac{e_y}{h}$  e  $\frac{e_z}{b}$  (ver Figura 4.26), satisfizerem uma das seguintes condições:

$$\frac{\frac{e_y}{h_{eq}}}{\frac{e_z}{b_{eq}}} \leq 0,2 \text{ ou } \frac{\frac{e_z}{b_{eq}}}{\frac{e_y}{h_{eq}}} \leq 0,2 \quad (83)$$

Em que:  $b$  é a largura e  $h$  a altura da secção;  $b_{eq} = i_y \cdot 12^{1/2}$  e  $h_{eq} = i_z \cdot 12^{1/2}$  para uma secção rectangular equivalente;  $\lambda_y$ ,  $\lambda_z$  são coeficientes de esbelteza  $l_0/i$  em relação aos eixos  $y$  e  $z$ , respectivamente;  $i_y$ ,  $i_z$  os raios de giração em relação aos eixos  $y$  e  $z$ , respectivamente;  $e_z = M_{Edy} / N_{Ed}$  a excentricidade na direcção do eixo  $z$ ;  $e_y = M_{Edz} / N_{Ed}$  a excentricidade na direcção do eixo  $y$ ;  $M_{Edy}$  o momento de cálculo em relação ao eixo  $y$ , incluindo o momento de segunda ordem;  $M_{Edz}$  o momento de cálculo em relação ao eixo  $z$ , incluindo o momento de segunda ordem; e  $N_{Ed}$  o valor de cálculo do esforço normal na respectiva combinação de cargas.

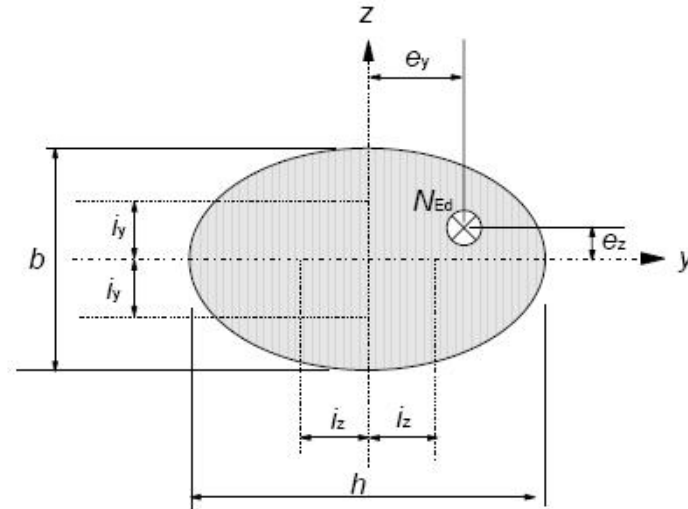


Figura 4.26 – Definição das excentricidades  $e_y$  e  $e_z$  (extraída de [13])

Depois do cálculo dos momentos e caso a flexão desviada seja desprezável, determinam-se as armaduras no pilar tendo em consideração a flexão composta com compressão. Para o efeito pode-se usar o seguinte método aproximado [33]:

Tracção  $v \geq 0$

$$\mu = (\omega_{\text{total}} - v) \cdot \lambda \leftrightarrow \omega_{\text{total}} = \frac{\mu}{\lambda} + v \quad (84)$$

Compressão moderada  $0 \geq v \geq -0,45$

$$\mu = \omega_{\text{total}} \cdot \lambda - 0,5 \cdot v \cdot (1+v) \leftrightarrow \omega_{\text{total}} = \frac{[\mu + 0,5 \cdot v \cdot (1+v)]}{\lambda} \quad (85)$$

Transição  $-0,45 \geq v \geq -0,70$

$$\mu = \beta \cdot \omega_{\text{total}} \cdot \lambda - 0,5 \cdot v \cdot (1+v) \leftrightarrow \omega_{\text{total}} = \frac{[\mu + 0,5 \cdot v \cdot (1+v)]}{\lambda \cdot \beta} \quad (86)$$

$$\beta = 1,5 \cdot v^2 + 2,4 \cdot v + 1,8 \quad (87)$$

Compressão elevada  $-0,70 \geq v$

$$\mu = 0,90 \cdot \omega_{\text{total}} \cdot \lambda - 0,35 \cdot v \cdot (1+v) \leftrightarrow \omega_{\text{total}} = \frac{[\mu + 0,35 \cdot v \cdot (1+v)]}{0,90 \cdot \lambda} \quad (88)$$

Onde

$$\lambda = 0,5 - \frac{a}{h} \quad (89)$$

$$\mu = \frac{M_{Rd}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} \quad (90)$$

$$v = \frac{N_{Rd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \quad (91)$$

$$\omega_{total} = \frac{(A_s + A'_s) \cdot f_{yd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \quad (92)$$

Caso o valor de  $v$  não exceda os 0,65, existe uma regra no Eurocódigo 8 [14], que refere que de um modo simplificado e tratando-se de um caso de flexão composta, podem calcular-se as armaduras fazendo as verificações separadamente em cada direcção e reduzindo o momento resistente em 30 %.

Pelo método aproximado e respeitando as várias expressões, podem existir situações em que a taxa da armadura é nula, como se pode observar na figura 4.27. Nessas situações a armadura utilizada, será a armadura mínima.

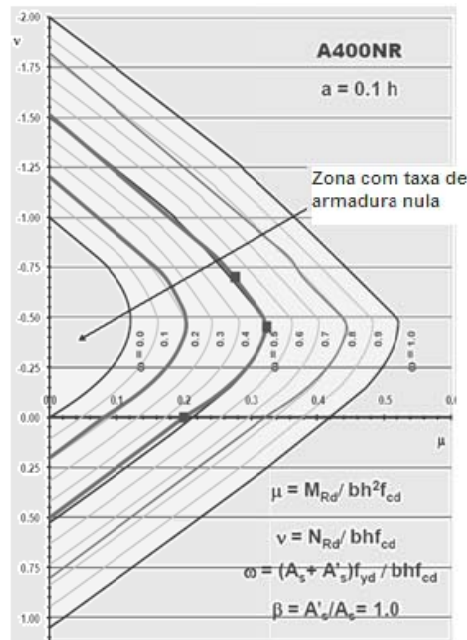


Figura 4.27 – Ábaco de flexão composta (extraída de [33])

A título de exemplo, apresenta-se o cálculo da armadura de um piso.

Piso 0, direcção X:

- Cálculo da esbelteza do pilar:

$$\left. \begin{array}{l} b=0,55 \text{ m} \\ h=0,40 \text{ m} \\ L=3,66 \text{ m} \\ k_1=0,171 \\ k_2=0,173 \end{array} \right\} \left. \begin{array}{l} A_c=0,22 \text{ m}^2; I_c=0,0029 \text{ m}^4 \rightarrow i=\sqrt{\frac{I_c}{A_c}}=0,12 \text{ m} \\ l_0 \leq 0,5 l \sqrt{\left(1+\frac{k_1}{0,45+k_1}\right)\left(1+\frac{k_2}{0,45+k_2}\right)}=2,34 \text{ m} \end{array} \right\} \lambda = \frac{l_0}{i} = 20,23$$

Cálculos auxiliares

$$k_1 = \frac{\frac{EI_a}{l_a} + \frac{EI_b}{l_b}}{\frac{4EI_{v1}}{l_{v1}} + \frac{3EI_{v2}}{l_{v2}}} = 0,171; k_2 = \frac{\frac{EI_a}{l_a} + \frac{EI_b}{l_b}}{\frac{4EI_{v1}}{l_{v1}} + \frac{3EI_{v2}}{l_{v2}}} = 0,173$$

$$\text{- Excentricidade: } e_i = \frac{\theta_i \cdot l_0}{2} = \frac{0,005 \times 2,34}{2} = 0,0058 \text{ m}$$

Com base nos valores retirados do SAP 2000 ® construíram-se as colunas  $M_3+Me_i$ .

	z = 0			z = 3,66		
	N (kN)	$M_3$ (kN/m)	$M_3+Me_i$	N (kN)	$M_3$ (kN/m)	$M_3+Me_i$
COMB4 – Fundamental	-2484	3,0	17,5	-2457	-1,7	-16,2
COMB5 – Cargas+vento N-S	-2483	8,6	23,1	-2456	-6,6	-21,1
COMB6 – Cargas+Vento S-N	-2484	-2,6	-17,1	-2457	3,1	17,6
COMB7 – Cargas+Vento W-E	-2470	5,0	19,5	-2443	-3,8	-18,2
COMB8 – Cargas+Vento E-W	-2498	0,9	15,5	-2471	0,3	14,9
COMB13 – Sismo1DIM X+cargas	-1576	76,2	85,4	-1555	61,7	70,9
COMB13 – Sismo1DIM X+cargas	-1730	-71,7	-81,8	-1710	-64,5	-74,6
COMB14 – Sismo1DIM Y+cargas	-1443	32,5	40,9	-1423	26,3	34,7
COMB14 – Sismo1DIM Y+cargas	-1862	-28,0	-38,9	-1842	-29,1	-40,0
COMB15 – Sismo2 DIM X+cargas	-1607	45,4	54,8	-1587	35,8	45,2
COMB15 – Sismo2 DIM X+cargas	-1698	-40,9	-50,8	-1678	-38,6	-48,5
COMB16 – Sismo2 DIM Y+cargas	-1532	20,0	28,9	-1512	15,0	23,9
COMB16 – Sismo2 DIM Y+cargas	-1773	-15,5	-25,8	-1753	-17,7	-28,1
COMB20 – Vento N-S base	-2372	17,0	30,8	-2345	-13,9	-27,7
COMB21 – VentoS-N base	-2376	-11,0	-24,9	-2349	10,3	24,1
COMB22 – VentoW-E base	-2340	8,2	21,8	-2313	-6,8	-20,5
COMB23 – VentoE-W base	-2411	-2,2	-16,3	-2383	3,3	17,3

Tabela 4.20 – Efeitos de 1ª ordem para todas as combinações a que o edifício está sujeito

Devido aos diferentes valores de momentos na base e no topo do pilar, do esforço axial, de C e de v obtém-se a tabela 4.21.

	N (kN)	M <sub>01</sub> (kN/m)	M <sub>02</sub> (kN/m)	C	V	λ <sub>lim</sub>	
COMB4	-2484	-16,2	17,5	2,63	0,68	49,25	DESPREZÁVEIS
COMB5	-2483	-21,1	23,1	2,61	0,68	48,95	DESPREZÁVEIS
COMB6	-2484	-17,1	17,6	2,67	0,68	50,08	DESPREZÁVEIS
COMB7	-2470	-18,2	19,5	2,63	0,67	49,47	DESPREZÁVEIS
COMB8	-2498	14,9	15,5	0,74	0,68	13,81	NÃO DESPREZÁVEIS
COMB13	-1576	70,9	85,4	0,87	0,43	20,44	DESPREZÁVEIS
COMB13	-1730	-74,6	-81,8	0,79	0,47	17,68	NÃO DESPREZÁVEIS
COMB14	-1443	34,7	40,9	0,85	0,39	20,93	DESPREZÁVEIS
COMB14	-1862	-38,9	-40,0	0,73	0,51	15,73	NÃO DESPREZÁVEIS
COMB15	-1607	45,2	54,8	0,88	0,44	20,37	DESPREZÁVEIS
COMB15	-1698	-48,5	-50,8	0,75	0,46	16,88	NÃO DESPREZÁVEIS
COMB16	-1532	23,9	28,9	0,87	0,42	20,83	DESPREZÁVEIS
COMB16	-1773	-25,8	-28,1	0,78	0,48	17,31	NÃO DESPREZÁVEIS
COMB20	-2372	-27,7	30,8	2,60	0,65	49,81	DESPREZÁVEIS
COMB21	-2376	24,1	-24,9	2,67	0,65	51,11	DESPREZÁVEIS
COMB22	-2340	-20,5	21,8	2,64	0,64	50,94	DESPREZÁVEIS
COMB23	-2411	-16,3	17,3	2,64	0,66	50,16	DESPREZÁVEIS

Tabela 4.21 – Efeitos de 2ª ordem para todas as combinações a que o edifício está sujeito

Como em algumas combinações os efeitos de 2ª ordem não são desprezáveis, existe a necessidade de os estimar a partir da análise do método baseado na curvatura nominal.

- Curvatura máxima:

$$\frac{1}{r} = K_r \cdot K_\gamma \cdot \frac{1}{r_0} = 1,0 \times 1,61 \times 0,014 = 0,022 \text{ m}^{-1}$$

- Deslocamento ,  $e_2 = \frac{0,022 \times 2,34^2}{10} = 0,012 \text{ m}$

Os esforços de cálculo baseam-se na tabela 4.22 e o cálculo da armadura na tabela 4.23:

			2ª ORDEM	1ª ORDEM	1ª + 2ª	
	0,6xM <sub>02</sub> +0,4xM <sub>01</sub> (kN/m)	0,4xM <sub>02</sub> (kN/m)	M <sub>0Ed</sub> (kN/m)	M <sub>2</sub> (kN/m)	M <sub>02</sub> (kN/m)	M <sub>02Ed,3</sub> (kN/m)
COMB4	4,0	7,0	7,0	0,0	17,5	17,5
COMB5	5,4	9,2	9,2	0,0	23,1	23,1
COMB6	3,7	7,0	7,0	0,0	17,6	17,6
COMB7	4,4	7,8	7,8	0,0	19,5	19,5
COMB8	15,2	6,2	15,2	37,6	15,5	53,1
COMB13	79,6	34,2	79,6	0,0	85,4	85,4
COMB13	78,9	-32,7	78,9	26,0	81,8	107,8
COMB14	38,5	16,4	38,5	0,0	40,9	40,9
COMB14	39,5	-16,0	39,5	28,0	40,0	68,0
COMB15	50,9	21,9	50,9	0,0	54,8	54,8
COMB15	49,9	-20,3	49,9	25,6	50,8	76,3
COMB16	26,9	11,6	26,9	0,0	28,9	28,9
COMB16	27,2	-11,2	27,2	26,7	28,1	54,8
COMB20	7,4	12,3	12,3	0,0	30,8	30,8
COMB21	5,3	-10,0	10,0	0,0	24,9	24,9
COMB22	4,9	8,7	8,7	0,0	21,8	21,8
COMB23	3,9	6,9	6,9	0,0	17,3	17,3

Tabela 4.22 – Esforços de cálculo para todas as combinações a que o edifício está sujeito

### Armaduras Longitudinais

Como o pilar está sujeito a flexão biaxial há que verificar a necessidade de tomá-la em consideração, ou se pelo contrário pode ser desprezada.

$$\frac{\lambda_x}{\lambda_y} \leq 2 \rightarrow \frac{20,23}{17,97} = 1,13 \leq 2 \text{ e } \frac{\lambda_y}{\lambda_x} \leq 2 \rightarrow \frac{17,97}{20,23} = 0,89 \leq 2, \text{ conclui-se assim, que este efeito pode ser}$$

desprezado e a armadura calculada é suficiente para verificar a segurança do pilar.

	$M_{02Ed,3}(kN/m)$	$\mu_3$	$v$	$\omega_3$	$A_s (cm^2)$	$A_{s,min} (cm^2)$
COMB4	17,5	0,02	-0,68	0,00	0,00	22,00
COMB5	23,1	0,03	-0,68	0,00	0,00	22,00
COMB6	17,6	0,02	-0,68	0,00	0,00	22,00
COMB7	19,5	0,02	-0,67	0,00	0,00	22,00
COMB8	53,1	0,06	-0,68	0,00	0,00	22,00
COMB13	85,4	0,10	-0,43	0,00	0,00	22,00
COMB13	107,8	0,12	-0,47	0,00	0,00	22,00
COMB14	40,9	0,05	-0,39	0,00	0,00	22,00
COMB14	68,0	0,08	-0,51	0,00	0,00	22,00
COMB15	54,8	0,06	-0,44	0,00	0,00	22,00
COMB15	76,3	0,09	-0,46	0,00	0,00	22,00
COMB16	28,9	0,03	-0,42	0,00	0,00	22,00
COMB16	54,8	0,06	-0,48	0,00	0,00	22,00
COMB20	30,8	0,04	-0,65	0,00	0,00	22,00
COMB21	24,9	0,03	-0,65	0,00	0,00	22,00
COMB22	21,8	0,03	-0,64	0,00	0,00	22,00
COMB23	17,3	0,02	-0,66	0,00	0,00	22,00

Tabela 4.23 – Cálculo da armadura para todas as combinações a que o edifício está sujeito

Cálculo da armadura mínima:

$$A_{s,min} = \max \left\{ 1\% A_c; 0,10 \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \right\} = 22 \text{ cm}^2 \rightarrow 12\phi 16 (24,13 \text{ cm}^2)$$

Após a análise de todos os troços que constituem o pilar escolhido, chega-se à conclusão que a armadura mínima vai ser a utilizada em toda a altura do pilar<sup>1</sup>, deste modo fica a tabela resumo (tabela 4.24).

Nota<sup>1</sup>: O pilar de bordo escolhido está localizado próximo do núcleo de escadas e de elevadores (com elevada rigidez), o que reduz significativamente os momentos flectores no pilar fazendo com que a taxa de armadura seja nula para todas as combinações (ver figura 4.27).



Piso	Secção	Armadura
Cave-2	0.55 X 0.40	12 Φ 16
Cave-1	0.55 X 0.40	12 Φ 16
Piso 0	0.55 X 0.40	12 Φ 16
Piso 1	0.45 X 0.35	12 Φ 16
Piso 2	0.45 X 0.35	8 Φ 16
Piso 3	0.45 X 0.35	8 Φ 16
Piso 4	0.45 X 0.35	8 Φ 16
Piso 5	0.30 X 0.25	8 Φ 12
Piso 6	0.30 X 0.25	8 Φ 12
Piso 7	0.30 X 0.25	8 Φ 12

Tabela 4.24 – Tabela resumo da armadura do pilar por piso e respectiva secção em planta

Na direcção Y os efeitos de 2ª ordem são desprezáveis para todas as combinações. Como tal os momentos, são regra geral menores que na direcção X e as armaduras resultantes da flexão composta são também nulas, pelo que se adopta a armadura mínima de pilares.

#### Armaduras Transversais

Os valores de esforço transversal actuante ( $V_2$ ) são fornecidos pelo programa de cálculo automático e a resistência ao esforço transversal é obtida de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot \frac{v_1 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z}{\cotg \theta + \tg \theta} = 629 \text{ kN} \quad (93)$$

Que representa o valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo, correspondente à resistência à compressão das escoras de betão.

$$V_{Rd} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot \cotg \theta \quad (94)$$

É o esforço transversal equilibrado pela resistência da armadura transversal e

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Rd}}{f_{ywd} \cdot z \cdot \cotg \theta} = 1,39 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad (95)$$

representa a armadura transversal correspondente ao valor máximo de todas as combinações.

## Disposições construtivas em pilares

- Dimensões mínimas dos pilares:  $b_{\min} = 0,20 \text{ m}$

- Armaduras longitudinais:  $\phi_{l,\min} = 10 \text{ mm}$ ;  $A_{s,\min} = \max \left\{ 0,10 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}; 1\% A_C \right\} = 22,00 \text{ cm}^2$ ;

$A_{s,\max} = 4\% A_C = 88,00 \text{ cm}^2$  (nas zonas das emendas por sobreposição este valor pode ser elevado para o dobro); pilares poligonais: devem ser colocados pelo menos um varão em cada canto e um varão em cada face; a distância de um varão não cintado a um varão não cintado não deve exceder 0,15 m; e para as zonas críticas pelo EC8 [14] a distância entre dois varões cintados não deve exceder 0,20m e  $-v \leq 0,65$ ;  $\omega \geq 0,80$  para a acção sísmica.

- Armaduras transversais:  $\phi_{t,\min} = \max \left\{ 6 \text{ mm}; \frac{\phi_l}{4} \right\} = 6 \text{ mm}$ ; espaçamento nas zonas correntes

$s_{l,\max} = \min \{ 15\phi; b_{\min}; 0,30\text{m} \} = 0,20 \text{ m}$ ; espaçamento nas zonas críticas

$s_{l,\max} = \min \left\{ 8\phi; \frac{b_0}{2}; 0,175 \text{ m} \right\} = 0,16 \text{ m}$ , onde  $b_0$  é a menor dimensão do núcleo cintado entre eixos

das cintas; nas zonas de emenda por sobreposição devem ser colocadas pelo menos 3 cintas igualmente espaçadas no comprimento de sobreposição, e o afastamento entre elas não deve exceder  $s_{l,\max} = \min \{ 12\phi; 0,60 b_{\min}; 0,24 \text{ m} \} = 0,12 \text{ m}$ ; e o comprimento da zona crítica do pilar será

dada pela expressão:  $l_{cr} = \max \left\{ h; \frac{l_{cl}}{6}; 0,45 \text{ m} \right\} = 0,45 \text{ m}$ , onde  $l_{cl}$  é a altura livre do pilar das fundações.

## Fundações

Para o dimensionamento das fundações, recorreu-se ao Eurocódigo 7 [32] e para a escolha da classe do betão a utilizar, recorreu-se ao Quadro NA-E.1N - Classes de resistência (que pode ser consultado em [35]).

Segundo o EC7, e em condições drenadas, existem dois casos distintos para a verificação de segurança das fundações em que os coeficientes de segurança parciais das acções e as propriedades do terreno variam. Por uma questão de simplificação, efectuaram-se os cálculos de dimensão “ótima” para uma sapata quadrada ( $A=B$ ) e, seguidamente, a partir das dimensões do pilar, foi definida, por homotetia, a geometria da própria sapata.

- Tensão efectiva ao nível da base da fundação (igual para os dois casos)

$q' = \gamma D = 10 \text{ kN/m}^2$ , em que  $\gamma$  é o peso volúmico total do solo ( $20 \text{ kN/m}^3$ ) e  $D$  é a profundidade a que a sapata está enterrada no solo (neste caso admite-se  $D = 0,5 \text{ m}$ ).

#### GEO COMB 1

- Ângulo de atrito de cálculo, em termos de tensões efectivas

$$\phi'_d = \arctg \frac{\text{tg} \phi'}{\gamma \text{tg} \phi'} = \arctg \frac{\text{tg} \left( \frac{\pi}{6} \right)}{1,00} = 0,52 \text{ rad} \quad (96)$$

- Factores de capacidade resistente

$$N_q = e^{\pi \cdot \text{tg} \phi} \cdot \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) = 18,37; \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg} \phi'_d = 20,05 \quad (97)$$

- Sapata de dimensões finitas

$$s_q = 1 + \frac{A}{B} \cdot \text{sen} \phi = 1,50; \quad s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \frac{A}{B} = 0,70 \quad (98)$$

- Valor de cálculo da capacidade resistente da fundação em relação às acções normais

$$\frac{R_d}{A \cdot B} = r_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma + q' \cdot N_q \cdot s_q = 140,38 \cdot B + 275,51 \quad (99)$$

- Valor de cálculo da componente normal à fundação, correspondendo ao estado limite último e à combinação de acções adequada e afectada, dos coeficientes de segurança parciais.

$$V_d = N_d - U \quad (100)$$

$$N_d = \gamma_G \cdot CP + \gamma_Q \cdot CV = 3091 \text{ kN} \quad (101)$$

Onde  $\gamma_G$  (desfavoráveis) e  $\gamma_Q$  são respectivamente iguais a 1,35 e 1,50.

$$\frac{V_d}{A \cdot B} = v_d = \frac{3091}{B^2} \quad (102)$$

Deste modo:

$$r_d \geq v_d \rightarrow 140,38 \cdot B + 275,51 \geq \frac{3091}{B^2} \rightarrow B \geq 2,30 \text{ m} \quad (103)$$

## GEO COMB 2

- Ângulo de atrito de cálculo, em termos de tensões efectivas

$$\phi'_d = \arctg \frac{\text{tg} \phi'}{\gamma_{\text{tg} \phi'}} = \arctg \frac{\text{tg} \left( \frac{\pi}{6} \right)}{1,25} = 0,43 \text{ rad} \quad (104)$$

- Factores de capacidade resistente

$$N_q = e^{\pi \cdot \text{tg} \phi} \cdot \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) = 10,41; N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg} \phi = 8,69 \quad (105)$$

- Sapata de dimensões finitas

$$s_q = 1 + \frac{A}{B} \cdot \text{sen} \phi = 1,42; s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \frac{A}{B} = 0,70 \quad (106)$$

- Valor de cálculo da capacidade resistente da fundação em relação às acções normais

$$\frac{R_d}{A \cdot B} = r_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma + q \cdot N_q \cdot s_q = 60,86 \cdot B + 147,79 \quad (107)$$

- Valor de cálculo da componente normal à fundação, correspondendo ao estado limite último e à combinação de acções adequada e afectada, dos coeficientes de segurança parciais.

$$V_d = N_d - U \quad (108)$$

$$N_d = \gamma_G \cdot CP + \gamma_Q \cdot CV = 2358 \text{ kN} \quad (109)$$

Onde  $\gamma_G$  (desfavoráveis) e  $\gamma_Q$  são respectivamente iguais a 1,00 e 1,30.

$$\frac{V_d}{A \cdot B} = v_d = \frac{2358}{B^2} \quad (110)$$

$$\text{Deste modo: } r_d \geq v_d \rightarrow 60,86 \cdot B + 147,79 \geq \frac{2358}{B^2} \rightarrow B \geq 2,75 \text{ m} \quad (111)$$

Chega-se assim à conclusão que o caso C é o mais desfavorável. Como B foi calculado para uma sapata quadrada e pretendemos que a sapata respeite a homotetia do pilar, vamos alterar as dimensões da sapata, até chegarmos a uma relação semelhante e em que:

$$A \times B \geq B^2 \quad (112)$$

Dimensões do pilar:  $a = 0,55 \text{ m}$ ;  $b = 0,40 \text{ m}$ ;  $\frac{a}{b} = 1,375 \text{ m}$

Dimensões da sapata:  $A = 3,30 \text{ m}$ ;  $B = 2,30 \text{ m}$ ;  $\frac{A}{B} = 1,435 \text{ m}$

- Critérios de rigidez e de economia

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A-a}{4} \leq H \leq \frac{A-a}{2} \rightarrow 0,69 \leq H \leq 1,38 \\ \frac{B-b}{4} \leq H \leq \frac{B-b}{2} \rightarrow 0,48 \leq H \leq 0,95 \end{array} \right\} H = 0,80 \text{ m} \quad (113)$$

Direcção X:

Analisando os esforços de dimensionamento verifica-se que não existe excentricidade em nenhuma direcção e o modelo de cálculo das armaduras será igual para todas as combinações, dependendo apenas do esforço axial.

#### Modelo de sapata com armaduras salientes do pilar

- Cálculo das armaduras

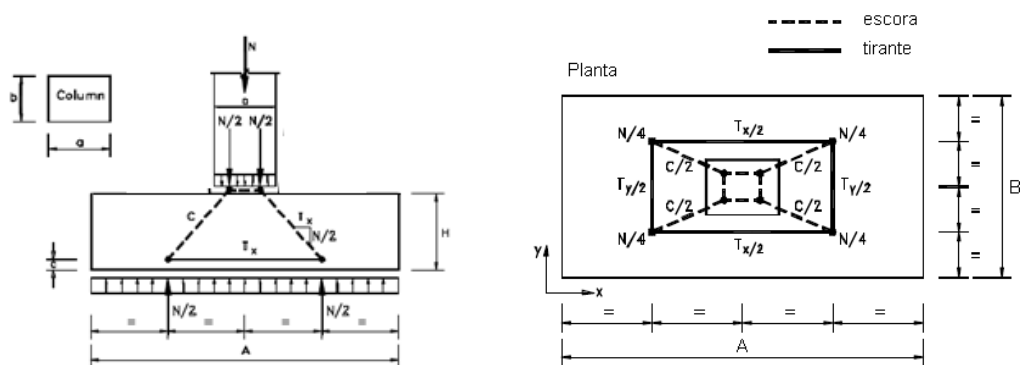


Figura 4.28 – Modelo de escoras e tirantes para uma sapata, sujeita apenas a esforço axial (adaptada de [36])

	<b>N(kN)</b>
COMB4 – Fundamental	3091
COMB5 – Cargas+vento N-S	3089
COMB6 – Cargas+Vento S-N	3093
COMB7 – Cargas+Vento W-E	3068
COMB8 – Cargas+Vento E-W	3116
COMB13 – Sismo1DIM X+cargas	2124
COMB13 – Sismo1DIM X+cargas	1950
COMB14 – Sismo1DIM Y+cargas	2266
COMB14 – Sismo1DIM Y+cargas	1808
COMB15 – Sismo2 DIM X+cargas	2088
COMB15 – Sismo2 DIM X+cargas	1986
COMB16 – Sismo2 DIM Y+cargas	2168
COMB16 – Sismo2 DIM Y+cargas	1906
COMB20 – VentoN-S <sub>Fund</sub>	2918
COMB21 – VentoS-N <sub>Fund</sub>	2925
COMB22 – VentoW-E <sub>Fund</sub>	2883
COMB23 – VentoE-W <sub>Fund</sub>	2963
CombEC7 – GEO 1	3091
CombEC7– GEO 2	2358

Tabela 4.25 – Tabela resumo da armadura do pilar por piso e respectiva secção em planta

O esforço axial máximo de todas as combinações, é o valor que vai determinar a taxa de armadura máxima, assim, e como indica a tabela 4.25, conclui-se que o esforço axial máximo ocorre para a combinação 8.

Uma vez que se optou por uma altura  $H=0,80\text{m}$ ,  $d$  terá como valor  $0,75\text{m}$ .

Para a direcção x:

$$\text{tg } \theta_x = \frac{d}{\left(\frac{A-a}{4}\right)} = 1,09 \quad ; \quad F_{tx} = \frac{N}{2 \cdot \text{tg } \theta_x} = 1428 \text{ kN} \quad (114)$$

$$A_{sx} = \frac{F_{tx}}{f_{yd}} = 32,83 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A_{sx/s} = \frac{A_{sx}}{B} = \frac{32,83}{2,30} = 14,27 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad (115)$$

Optou-se assim por uma armadura  $\Phi 16//0,125$  ( $16,08 \text{ cm}^2/\text{m}$ ).

Para a direcção y:

$$\operatorname{tg} \theta_y = \frac{d}{\left(\frac{B-b}{4}\right)} = 1,58 \quad ; \quad F_{ty} = \frac{N}{2 \cdot \operatorname{tg} \theta_y} = 987 \text{ kN} \quad (116)$$

$$A_{sy} = \frac{F_{ty}}{f_{yd}} = 22,68 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A_{sy/s} = \frac{A_{sy}}{A} = \frac{22,68}{3,30} = 6,87 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad (117)$$

Optou-se assim por uma armadura  $\Phi 12//0,150$  ( $7,54 \text{ cm}^2/\text{m}$ ).

#### - Verificação da segurança ao punçoamento

Uma vez que não existe excentricidade, apenas é necessário verificar a segurança ao punçoamento para o maior esforço axial. Na combinação mais desfavorável  $V_{Ed} = 3116 \text{ kN}$ .

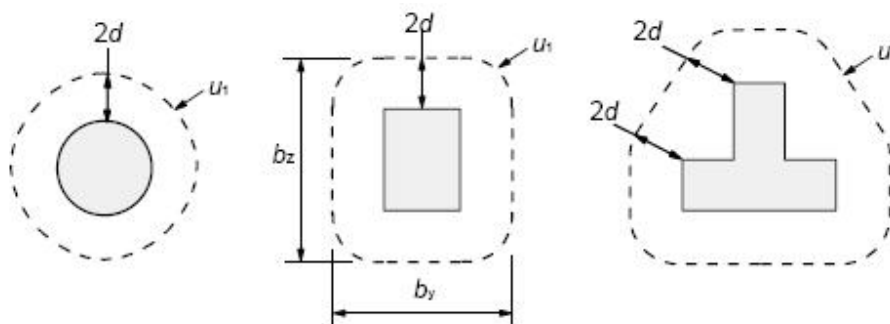


Figura 4.29 – Contornos de controlo de referência típicos em torno de áreas carregadas (extraída de [13])

A resistência ao punçoamento das sapatas deve ser verificada nos contornos de controlo (figura 4.29) a uma distância não superior a  $2d$  da periferia do pilar (figura 4.30) sendo  $a$  a distância do contorno de referência ao contorno do pilar, a qual toma o valor:

$$a = \min \left( 2 \cdot K \cdot d; \frac{A-c_x}{2}; \frac{B-c_y}{2} \right) = 0,675 \text{ m} \quad (118)$$

Este valor foi obtido por aproximações sucessivas, onde o valor de  $K \leq 1,0$  é um valor variável e deve ser tal que corresponda à situação mais desfavorável entre as resistências e as acções, e  $c_x = 0,55 \text{ m}$  e  $c_y = 0,40 \text{ m}$  são as dimensões do pilar.

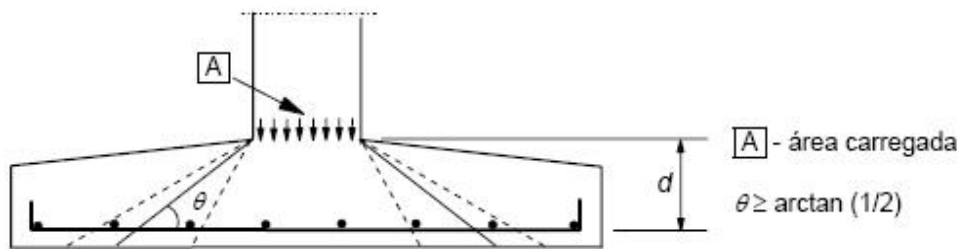


Figura 4.30 – Altura da secção de controlo de uma sapata de altura variável (extraída de [13])

A força de punçoamento,  $V_{Ed}$ , na laje de fundação pode ser reduzida em relação ao valor favorável da pressão do terreno que se verifica no interior do contorno de controlo. No caso de acções centradas, a força útil actuante é:

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} \quad (119)$$

Em que  $\Delta V_{Ed}$  é a reacção vertical útil do terreno no interior do contorno de controlo considerado.

$$\Delta V_{Ed} = \Delta A \sigma_{solo} \quad (120)$$

$$\text{Como } \Delta A = c_x \cdot c_y + c_x \cdot a \cdot 2 + c_y \cdot a \cdot 2 + \pi \cdot a^2 = 2,93 \text{ m}^2 \quad (121)$$

$$\text{E } \sigma_{solo} = \frac{N_{Ed}}{A.B} = 411 \text{ kN/m}^2 \quad (122)$$

Substituindo (121) e (122) em (120) vem,  $\Delta V_{Ed} = 1204 \text{ kN}$ , e finalmente  $V_{Ed,red} = 1921 \text{ kN}$

Para que se verifique a segurança em relação à rotura por punçoamento:

$$V_{Ed,red} \leq V_{Rd,c} \quad (123)$$

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot \frac{2 \cdot d}{a} \geq 0,035 \cdot k^{2/3} \cdot f_{ck}^{1/2} \cdot \frac{2 \cdot d}{a} \quad (124)$$

Onde o valor recomendado de:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} \quad (125)$$

Com  $\gamma_c = 1,5$ .

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (126)$$



com  $d = 750 \text{ mm}$ , logo  $k=1,52$ ;

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \leq 0,02 \quad (127)$$

Com

$$\rho_{lx} = \frac{A_{lx}}{B \cdot d} = 4,37 \times 10^{-4} \text{ e } \rho_{ly} = \frac{A_{ly}}{A \cdot d} = 6,50 \times 10^{-4} \quad (128)$$

Logo (135)  $= 1,0 \times 10^{-6}$ ;  $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ ; e  $\frac{2 \cdot d}{a} = 2,22$ .

Assim,

$$v_{Rd,c} = 0,51 \text{ kN/m}^2 \quad (129)$$

Para se comparar  $V_{Ed,red}$  com  $V_{Rd,c}$  vem:

$$V_{Rd,c} = v_{Rd,c} \cdot u_1 \cdot d = 2363 \text{ kN} \quad (130)$$

Onde:

$$u_1 = 2 \cdot (c_x + c_y) + 2 \cdot \pi \cdot a = 6,14 \text{ m e } d = 0,75 \text{ m} \quad (131)$$

Verifica-se, assim a segurança ao punçoamento.

#### Modelo de sapata com copo

- Cálculo das armaduras

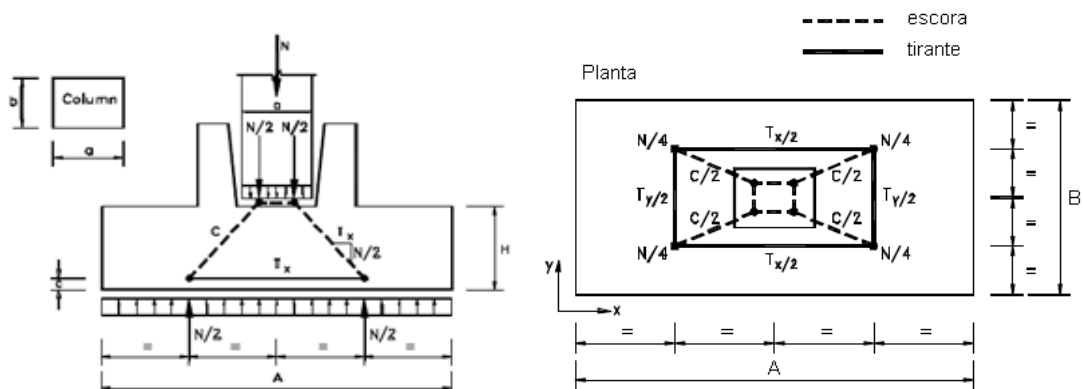


Figura 4.31 – Modelo de escoras e tirantes para uma sapata, sujeita apenas a esforço axial (adaptada de [36])

À semelhança do ocorrido para a sapata com armaduras salientes do pilar, o esforço axial máximo ocorre para a combinação 8. Para este tipo de sapatas é necessário o pilar encastrar cerca de 1,2 vezes a máxima dimensão do pilar, no caso em estudo cerca de 65 cm. Na figura 4.31, H é a espessura da base. Assim, considera-se a altura total da sapata  $H_{Total} = 1,20$  m e  $d = 0,50$  m.

Para a direcção x:

$$\operatorname{tg} \theta_x = \frac{d}{\left(\frac{A-a}{4}\right)} = 0,73 \quad ; \quad Ft_x = \frac{N}{2 \operatorname{tg} \theta_x} = 2142 \text{ kN} \quad (132)$$

$$As_x = \frac{Ft_x}{f_{yd}} = 49,24 \text{ cm}^2 \quad ; \quad As_{x/S} = \frac{As_x}{B} = \frac{49,24}{2,30} = 21,41 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad (133)$$

Optou-se assim por uma armadura  $\Phi 20//0,125$  ( $25,13 \text{ cm}^2/\text{m}$ ).

Para a direcção y:

$$\operatorname{tg} \theta_y = \frac{d}{\left(\frac{B-b}{4}\right)} = 1,37 \quad ; \quad Ft_y = \frac{N}{2} = 1138 \text{ kN} \quad (134)$$

$$As_y = \frac{Ft_y}{f_{yd}} = 26,17 \text{ cm}^2 \quad ; \quad As_{y/S} = \frac{As_y}{A} = \frac{26,17}{3,30} = 7,93 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (135)$$

Optou-se assim por uma armadura  $\Phi 12//0,125$  ( $9,05 \text{ cm}^2/\text{m}$ ).

#### - Verificação da segurança ao punçoamento

O efeito do punçoamento condiciona a espessura necessária para a base da fundação. No caso de fundações directas, o punçoamento pode ocorrer de duas formas: por interface de contacto lisa entre o pilar e o cálice (neste caso a superfície de rotura por punçoamento pode ocorrer logo abaixo do pilar); ou por interface de contacto rugosa, em que as tensões normais se dispersam nas paredes do colarinho por causa do atrito (figura 4.32). Nesta situação a superfície de rotura pode ocorrer considerando-se a espessura das paredes [36].

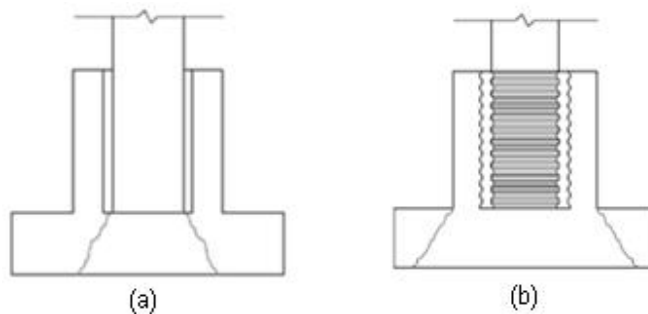


Figura 4.32 – Punçoamento na base da fundação para interface de contacto entre o cálice e o pilar lisa (a) ou rugosa (b) (adaptada de [37])

Tal como na situação da sapata anterior, verifica-se a segurança ao punçoamento.

## 4.7 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA E DIMENSIONAMENTO DAS LIGAÇÕES

Para a concepção das ligações escolheu-se o pilar que está no alinhamento 4-C (ver Des. A-01 a A-04 do Anexo). Este é um pilar de bordo (P1) e consequentemente as ligações que vão ocorrer, estão directamente ligadas com esta escolha.

### Pilar – Fundação

A ligação pilar-fundação numa estrutura pré-fabricada é a que apresenta uma maior simplicidade de execução e está sujeita, sobretudo, a esforços de compressão elevados com excentricidades pequenas (para a combinação de acções de variável base, sobrecarga) e esforços de compressão moderados com excentricidade média ou elevada (para a combinação de acções de variável base vento ou sismo).

#### FASE PROVISÓRIA

Na fase provisória, correspondente à fase construtiva, interessa saber o peso dos elementos a elevar, tais como a sapata e o primeiro troço de pilar pré-fabricado. Com o objectivo de diminuir o número de ligações na estrutura, os pilares pré-fabricados tornam-se os elementos com maiores dimensões e, por conseguinte, os mais pesados. Deste modo, é necessário ter em conta que o equipamento disponível para manuseamento e transporte pode condicionar o tamanho / peso das peças pré-fabricadas, sendo importante saber as limitações das gruas disponíveis antes de conceber a divisão dos pilares em altura.

Deve-se então, estimar o peso das sapatas (tabela 4.27) e do primeiro troço de pilar (tabela 4.26), à partida o mais pesado de todos os troços uma vez que é o que apresenta uma secção em planta de maiores dimensões.

Secção (m <sup>2</sup> )	Comprimento (m)	Volume de betão (m <sup>3</sup> )	Peso aproximado (ton)
0,55 x 0,40	9,40	2,07	5,20

Tabela 4.26 – Propriedades do 1º troço de pilar pré-fabricado

Modelo da sapata	Secção (m <sup>2</sup> )	Altura (m)	Vol. de betão (m <sup>3</sup> )	Peso aprox. (ton)
Armaduras Salientes do Pilar	3,30 x 2,30	0,80	6,07	15,20
Copo	3,30 x 2,30	1,20	8,84	22,10

Tabela 4.27 – Propriedades das sapatas pré-fabricadas

Devido a estas características pode utilizar-se transportes correntes (capacidade até 25 ton, 25 m de comprimento, 2,40 m de largura e 4,5 m de altura total). A montagem destes elementos deve ser feita através de uma grua móvel, pois para pesos superiores a 5 ton estas são mais económicas do que as gruas torre. No entanto, deve garantir-se, sempre, o acesso destas gruas aos locais de montagem das peças, enquanto os trabalhos não estiverem finalizados, sendo assim necessário um adequado planeamento dos mesmos.

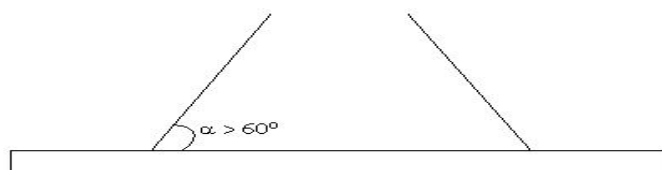
Durante a fase de transporte e montagem, os pilares estão sujeitos a acções diferentes daquelas para as quais foram dimensionados, pois funcionam como vigas. Devido à quantidade de armadura significativa dos pilares, não é previsível que surjam problemas durante esta fase, de qualquer forma, há que analisar os pontos de apoio para o seu suporte e manuseamento.

Na elevação do pilar a única carga existente, é o peso próprio do mesmo. Desse modo, deve-se verificar se existe fendilhação ou deformação excessiva, o que pode provocar um empenamento do pilar. O diagrama de momentos flectores é representado na figura 4.33 e é de notar que o ângulo  $\alpha$  tem de ser maior ou igual a 60° para não danificar as peças a elevar.

Se o  $M_{cr}$  for superior ao  $M_{qp}$  não existe fendilhação.

$$M_{cr} = \frac{f_{ctm} \cdot l \cdot 2}{h} = \frac{2,9 \times 10^3 \times 0,40 \times 0,55^3 \times 2}{12 \times 0,55} = 55,5 \text{ kNm} \quad (136)$$

$$P_{qp} = CP + SC \cdot \psi_2 = \frac{V_{bet} \cdot \gamma_{bet}}{L_{pilar}} + 0 = 5,5 \text{ kN / m} \quad (137)$$



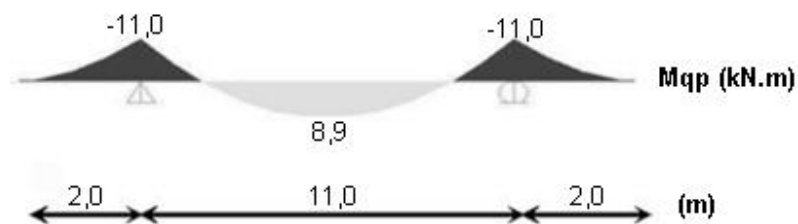


Figura 4.33 – Elevação do 1º troço de pilar durante a fase construtiva

Como se pode observar na figura 4.33 o  $M_{cr} \geq M_{qp}$ , logo verifica-se o estado limite de fendilhação.

Depois do transporte dos elementos e da colocação da sapata, a fase inicial contempla o levantamento do pilar e um consequente encaixe como se pode ver na figura 4.34 (para a ligação com armaduras salientes do pilar).

Após a colocação do pilar na sua posição definitiva é importante garantir o equilíbrio até a sua ligação com a fundação estar estabelecida, sendo recorrente o uso de escoramentos.



Figura 4.34 – Diferentes fases da montagem de uma ligação Pilar-Fundação com armaduras salientes do pilar(extraída de [38])

#### FASE DEFINITIVA

Tanto o aspecto, como o comportamento estrutural destas ligações, vão ser muito idênticos aos da solução betonada *in situ*. As pormenorizações das soluções em causa são apresentadas nos anexos (anexo A-06, A-07 e A-08).

- Sapata com copo



Figura 4.35 – Fase definitiva da ligação Pilar - Sapata com Copo (Obra na zona do Carregado)

No processo de montagem e de execução da ligação coloca-se o pedestal com uma cavidade na face superior na qual se introduz a extremidade inferior do pilar. Esta cavidade é executada com as superfícies laterais ligeiramente inclinadas para facilitar a descofragem. A extremidade do pilar é nivelada com calces de chapa de aço, e o pilar é apurado com o auxílio de cunhas posicionadas entre as suas faces laterais e a cavidade. A junta existente entre os dois elementos é selada *a posteriori* com grout.

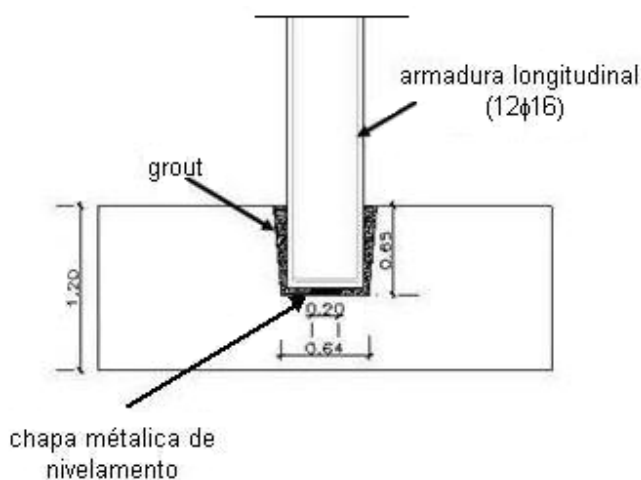


Figura 4.36 – Esquema da ligação Pilar - Sapata com Copo

$$l \geq 1,2 \cdot a \rightarrow l \geq 0,66m \quad (138)$$

- Sapata com armaduras salientes do pilar

Pelo estudo efectuado por Reguengo [39], a rotura da ligação executada através de um varão embebido num negativo deixado no betão e selado com grout, pode acontecer pelas razões apresentadas na figura 4.38 ou, caso a rotura da ligação se dê pela bainha metálica, pelas razões apresentadas na figura 4.39. Realizou-se um processo iterativo, com o objectivo de determinar o comprimento de embebedimento necessário para que a rotura da ligação se dê pela cedência de aço dos varões (para a rotura ser dúctil).

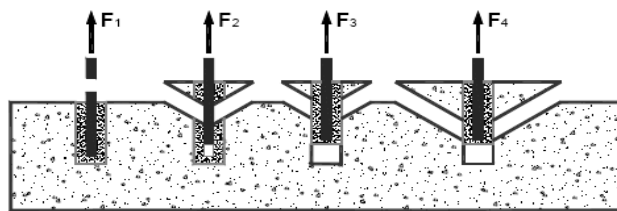


Figura 4.38 – Modos de rotura da ligação executada com varão embebido num negativo selado com grout (extraída de [39])

- Cedência do aço do varão

$$F_{Rd,1} = A_s f_{yd} = 87,4 \text{ kN} \quad (139)$$

Para um varão  $\Phi 16$  e para a tensão de cedência de cálculo de um aço A500.

- Rotura da ligação entre o aço e o grout

$$F_{Rd,2} = \pi \phi f_{bd,grout} \geq F_{Rd,1} \rightarrow h_{ef} \geq 395 \text{ mm} \quad (140)$$

Para um varão  $\Phi 16$  e um valor de cálculo da tensão de rotura da aderência entre o varão e betão, semelhante a um C50/60: 4,4 MPa. Por extrapolação chegou-se a este valor, uma vez que segundo [40] a tensão de compressão do grout está compreendida entre os 55 e os 65 MPa.

- Rotura da ligação entre o aço e o betão:

$$F_{Rd,3} = \pi d h_{ef} f_{bd} \geq F_{Rd,1} \rightarrow h_{ef} \geq 206 \text{ mm} \quad (141)$$

Para um diâmetro do furo de 50 mm e um valor de cálculo da tensão de rotura da aderência entre o varão e betão de 2,7 MPa, para um C25/30.

- Rotura com forma cônica pelo betão:

$$F_{Rd,4} = 12,5 (f_{cd})^{0,5} (h_{ef})^{1,50} \geq F_{Rd,1} \rightarrow h_{ef} \geq 183 \text{ mm} \quad (142)$$

Para um valor de cálculo da resistência à compressão do betão de 16,7 MPa. Isto aconteceria para o caso de um varão isolado e centrado.



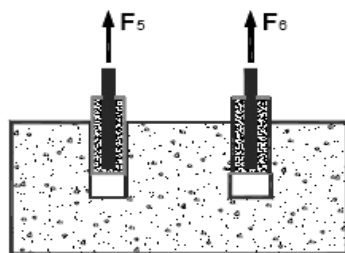


Figura 4.39 – Modos de rotura com bainha metálica (extraída de [39])

- Rotura da ligação entre a bainha e o grout:

$$F_{Rd,5} = \pi d_{int} h_{ef} f_{bd,grout} \geq F_{Rd,1} \rightarrow h_{ef} \geq 132 \text{ mm} \quad (143)$$

Para um diâmetro da bainha, 3 vezes superior ao diâmetro de um varão  $\Phi 16$  e um valor de cálculo da tensão de rotura da aderência entre o varão e betão, semelhante a um C50/60: 4,4 MPa.

- Rotura da ligação entre a bainha e o betão:

$$F_{Rd,6} = \pi d_{ext} h_{ef} f_{bd} \geq F_{Rd,1} \rightarrow h_{ef} \geq 195 \text{ mm} \quad (144)$$

Para um diâmetro da bainha, 3 vezes superior ao diâmetro de um varão  $\Phi 16$  mais 5 mm e um valor de cálculo da tensão de rotura da aderência entre o varão e betão de 2,7 MPa, para um C25/30.

Conclui-se deste modo que, para a rotura ser dúctil, o comprimento de embebimento deve ser no mínimo 395 mm, tendo-se obtado no caso em estudo por 500 mm.

### Pilar – Pilar

O dimensionamento dos pilares pré-fabricados é em tudo semelhante ao de um pilar betonado *in situ*, apenas se deve ter a atenção adicional de verificar a capacidade resistente nas ligações.

### FASE PROVISÓRIA

À semelhança do que ocorreu na ligação Pilar – Fundação, nesta fase é importante determinar o peso dos elementos a elevar, os segundos e terceiros troços de pilar, para saber se o equipamento disponível para manuseamento e transporte condiciona o tamanho / peso das peças pré-fabricadas (tabela 4.22).

Secção (m <sup>2</sup> )	Comprimento (m)	Volume de betão (m <sup>3</sup> )	Peso aproximado (ton)
0,45 x 0,35	11,50	1,81	4,60
0,30 x 0,25	9,90	0,74	1,90

Tabela 4.22 – Propriedades do 2º e 3º troços de pilar pré-fabricado



Figura 4.40 – Gama de peças disponíveis no mercado para a suspensão dos elementos pré-fabricados  
(extraída de [41])

Tal como na ligação anterior, durante a fase de transporte e montagem, os pilares estão sujeitos a acções diferentes daquelas para as quais foram dimensionados, pois funcionam como vigas. Assim, para evitar o empenamento do pilar deve verificar-se os estados limites causados pela fendilhação a qual introduz deformações irreversíveis no pilar. Esta verificação deve voltar a ser efectuada para ambos os troços (apesar de  $P_{qp}$  ser inferior, o módulo de flexão também é menor).

2º Troço, se o  $M_{cr}$  for superior ao  $M_{qp}$  não existe fendilhação.

$$M_{cr} = \frac{f_{ctm} \cdot I \cdot 2}{h} = \frac{2,9 \times 10^3 \times 0,35 \times 0,45^3 \times 2}{12 \times 0,45} = 34,26 \text{ kNm} \quad (145)$$

$$P_{qp} = CP + SC \cdot \psi_2 = \frac{V_{bet} \cdot \gamma_{bet}}{L_{pilar}} + 0 = 3,9 \text{ kN / m} \quad (146)$$



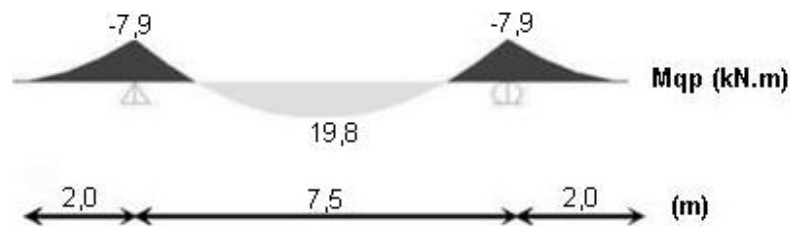


Figura 4.41 – Elevação do 2º troço de pilar durante a fase construtiva

3º Troço, se o  $M_{cr}$  for superior ao  $M_{qp}$  não existe fendilhação.

$$M_{cr} = \frac{f_{ctm} \cdot l \cdot 2}{h} = \frac{2,9 \times 10^3 \times 0,25 \times 0,35^3 \times 2}{12 \times 0,35} = 14,80 \text{ kNm} \quad (147)$$

$$P_{qp} = CP + SC_{\psi/2} = \frac{V_{bet} \cdot \gamma_{bet}}{L_{pilar}} + 0 = 1,9 \text{ kN/m} \quad (148)$$

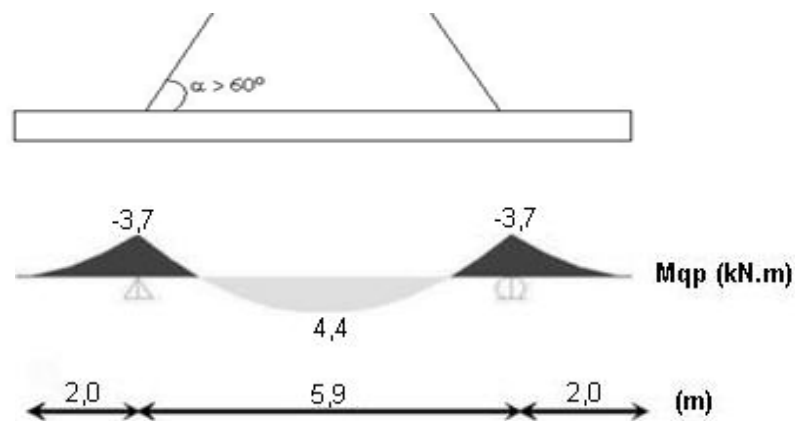


Figura 4.42 – Elevação do 3º troço de pilar durante a fase construtiva

Depois do transporte dos diferentes troços que constituem o pilar e da ligação entre o primeiro troço e a sapata estar concluída, a fase seguinte contempla o levantamento de cada troço e um consequente encaixe. Esta ligação pode ser realizada com recurso a peças que se podem observar nas figuras 4.43 e 4.44, ou em alternativa, deixar bainhas na parte superior de cada pilar, de modo a encaixarem na armadura de espera salientes dos troços superiores (figuras 4.46 e 4.47).

Após a colocação do pilar na sua posição definitiva é importante garantir o equilíbrio até a sua ligação estar estabelecida, sendo recorrente o uso de escoramentos.

A geometria adoptada para os pilares é idêntica a uma solução *in situ*, embora com as adaptações necessárias na zona das ligações. Os pilares na sua maioria apresentam uma secção rectangular com dimensões constantes ao longo de cada troço, de modo a simplificar o seu processo construtivo.

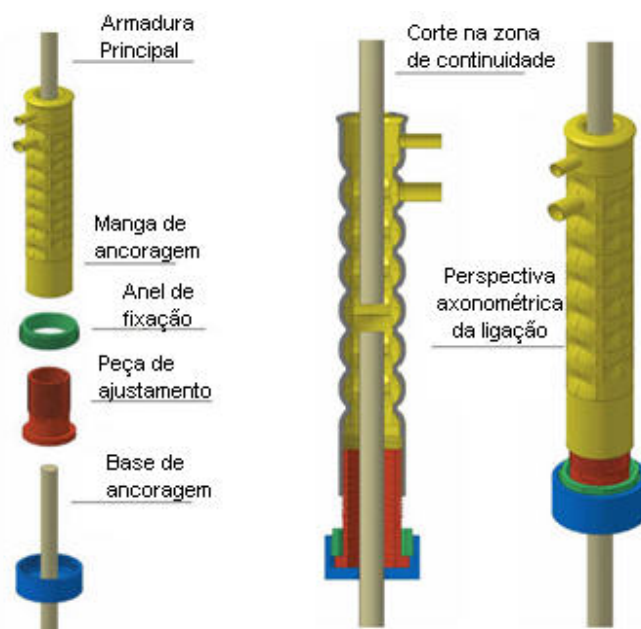


Figura 4.43 – Esquemático das peças necessárias à ligação; Corte e Perspectiva Axonométrica da mesma ligação (adaptada de [38])



Figura 4.44 – Peças utilizadas na ligação (adaptada de [38])

## FASE DEFINITIVA

Uma vez que não existe a necessidade de contabilizar flexão bi-axial, o dimensionamento desta ligação pode ser efectuado através da contabilização do momento resistente que a armadura longitudinal consegue proporcionar.

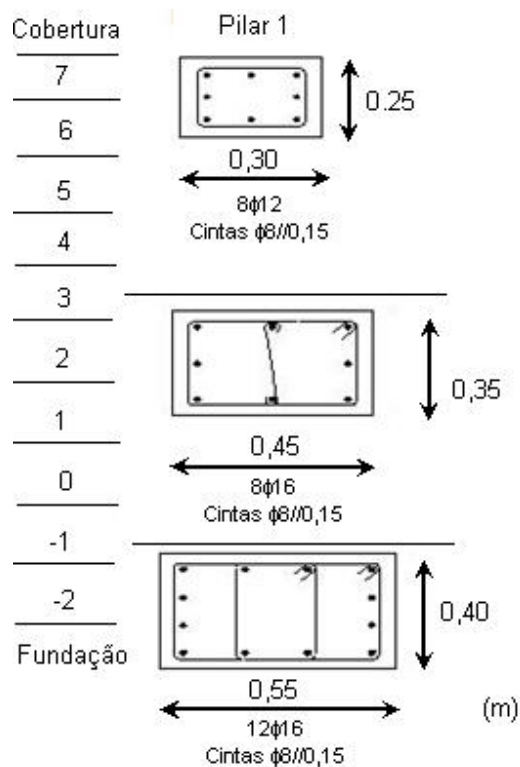


Figura 4.45 – Armadura do Pilar P1

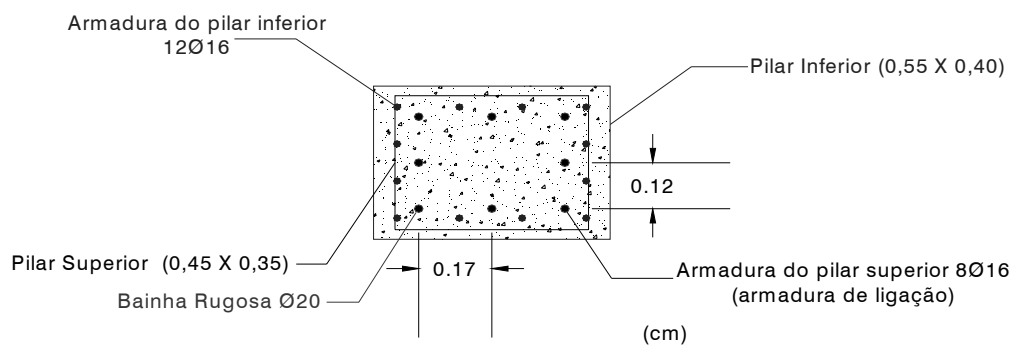


Figura 4.46 – Esquema da sobreposição dos pilares no piso -1 e consequentes armaduras de ligação

A armadura de ligação no caso em estudo, é a armadura de espera que vem do pilar superior cujo comprimento de emenda é 1,20 m e na figura 4.45 é representada por 8  $\Phi$  16 e na figura 4.46 por 8  $\Phi$  12.

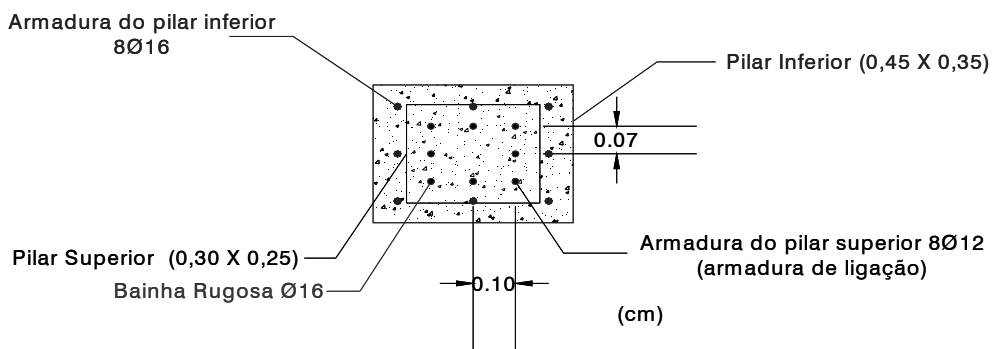


Figura 4.47 – Esquema da sobreposição dos pilares no piso 3 e consequentes armaduras de ligação

Como já se referiu, a ligação é feita através de varões de aço que ficam em espera no pilar superior, os quais encaixam em bainhas do pilar inferior, sendo esta ligação posteriormente preenchida com grout para garantir o funcionamento, em conjunto, dos dois pilares. As bainhas devem ser rugosas de modo a garantirem uma boa aderência entre o grout e as paredes. O diâmetro das bainhas deve ser definido em função das tolerâncias de montagem e da geometria dos troços do pilar. A ligação, deve ser executada na zona em que os momentos são menores, isto é, aproximadamente a meia altura entre pisos. Deve-se, no entanto, considerar uma quantidade de armadura na ligação, correspondente à armadura mínima dos pilares.

Esta ligação encontra-se pormenorizada nos anexos A-09 e A-10.

### Viga – Pilar

Na concepção de estruturas pré-fabricadas de betão, esta é a ligação de maior responsabilidade, especialmente em zonas com alguma sismicidade, pois dela depende a capacidade de dissipar energia nos sistemas porticados. Por esse motivo, este tipo de ligação tem sido alvo de vários estudos recentes, principalmente quanto ao seu comportamento para acções horizontais.

O grau de complexidade da ligação é tanto maior quanto maior for o número de elementos a ligar. As ligações com recurso ao pré-esforço apresentam vantagens neste aspecto pois diminuem a quantidade de armadura na zona do nó.

A ligação pilar – pilar deve ser desfasada da ligação viga – pilar, com o objectivo de simplificar cada uma das ligações, facilitar o seu processo construtivo e estabelecer a emenda dos varões do pilar a meia altura deste, como recomendado em zonas de maior sismicidade. Na ligação viga –

pilar apenas é interrompida a armadura da viga, devendo o pilar ter a sua armadura longitudinal contínua e por isso a sua capacidade resistente não é diminuída nesta ligação.

#### FASE PROVISÓRIA

Normalmente recorre-se a consolas curtas para apoiar a viga no pilar durante a fase construtiva, podendo estes apoios ser provisórios (metálicos) ou definitivos (metálicos ou betão armado pré-fabricado). Estas consolas, devem garantir um apoio mínimo de 10 cm de comprimento para evitar o risco de rotura da sua aresta (em consolas em betão armado), ou de queda da própria viga, durante a construção [6].

A face das vigas e pilares destinada a estar em contacto com o betão moldado em obra deve ser rugosa ou indentada de modo a aumentar a aderência entre os betões e melhorar a resistência ao corte da ligação. Muito importante neste tipo de ligação e de resolução mais delicada é evitar o congestionamento das armaduras na zona do nó de ligação.

- Consola Curta

Consoante o tipo de ligação utilizada na fase definitiva, as consolas curtas dos pilares são definitivas ou provisórias. Estas deverão ser dimensionadas para a fase provisória, pois nesta fase não existe transmissão de momentos mas apenas existem forças concentradas (de compressão e corte) a actuar na consola de apoio. Em virtude de serem zonas de actuação de cargas concentradas e das suas dimensões, as consolas curtas não podem ser consideradas como peças lineares, sendo regiões de descontinuidade estrutural constituindo, por isso, uma zona onde é aplicável modelos de escoras e tirantes para o seu dimensionamento.

Devido à geometria do edifício. As consolas curtas na direcção X e direcção Y vão ser diferentes, uma vez que estão em causa carregamentos diferentes, como tal há que dimensionar separadamente estas consolas.

Na direcção X:

Para se dimensionar a consola curta há que primeiro dimensionar o aparelho de apoio. O aparelho de apoio tem dimensões  $b_1$  e  $a_1$  (figura 4.48) e estas dependem do carregamento.

Nesta fase a consola suporta o peso próprio da viga e uma sobrecarga de  $1 \text{ kN/m}^2$  para ter em conta acções durante a fase construtiva. Deste modo:

Peso próprio da viga:

$$b \cdot h \cdot \gamma = 0,35 \times 0,60 \times 25 = 5,25 \text{ kN/m} \quad (149)$$

Sobrecarga:

$$1 \text{ kN/m}^2 \cdot L_{\text{inf}} = 1 \times 2,75 = 2,75 \text{ kN/m} \quad (150)$$

Assim o valor da força vertical será:

$$V_{Ed} = \frac{(1,35 \cdot CP + 1,5 \cdot SC) \cdot L_{viga}}{2} = \frac{(1,35 \times 5,25 + 1,5 \times 2,75) \times 5,5}{2} = 30,8 \text{ kN} \quad (151)$$

Apesar de formalmente não existirem forças horizontais aplicadas deve-se considerar uma força horizontal mínima correspondente a 20% da força vertical.

$$H_{Ed} = 0,2 \cdot V_{Ed} = 6,2 \text{ kN} \quad (152)$$

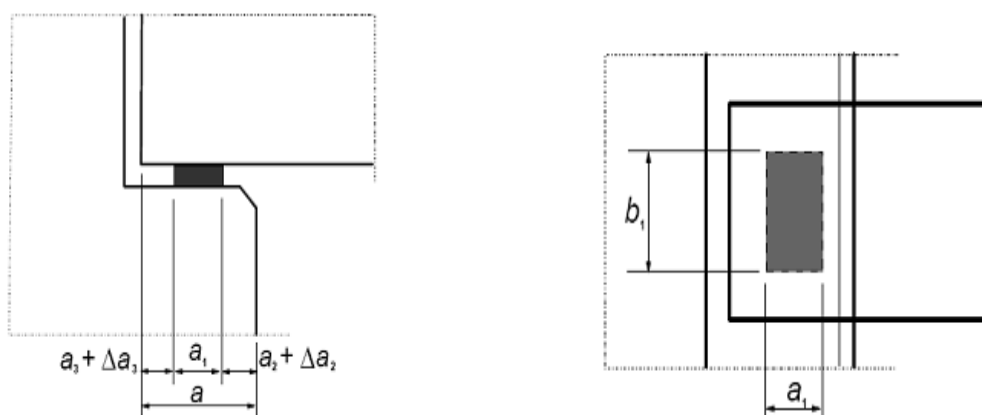


Figura 4.48 – Dimensões dos apoios (extraída de [13])

A dimensão do aparelho:

$$b_1 = b - 0,10 = 0,25 \text{ m} \quad (153)$$

E o seu valor depende da dimensão da viga  $b$  e de uma margem de 5 cm de cada lado do apoio, a dimensão

$$a_1 = \frac{V_{Ed}}{b_1 \cdot f_{Rd}} = \frac{V_{Ed}}{b_1 \cdot 0,40 f_{cd}} = \frac{30,8}{0,25 \times 0,40 \times 20 \times 10^3} = 0,10 \text{ m} \quad (154)$$

Deste modo a dimensão  $a$  da consola é:

$$a = a_1 + a_2 + a_3 + \sqrt{\Delta a_2^2 + \Delta a_3^2} = 0,10 + 0,02 + 0,015 + \sqrt{0,015^2 + 0,002^2} = 0,15 \text{ m} \quad (155)$$

Onde os valores  $a_2, a_3, \Delta a_2$  e  $\Delta a_3$  são tabelados na página 182 do EC2 [13] e dependem do material de apoio, do modo de amarração e do comprimento do vão. A dimensão final da consola  $a$  é 0,175m, em resultado destes valores resulta a figura 4.49.



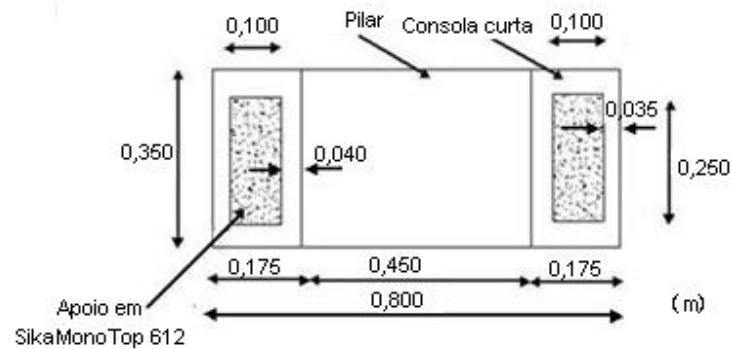


Figura 4.49 – Planta da zona do pilar e da consola curta na direcção X

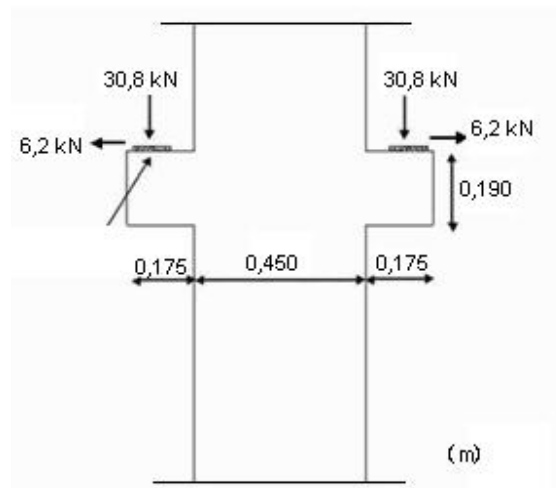


Figura 4.50 – Corte na zona do pilar e da consola curta na direcção X

Uma vez que a altura da viga pré-fabricada é 0,40 m, e o apoio tem 1 cm de altura e o dente de viga 0,20 m, a altura da consola,  $h$ , é obrigatoriamente 0,19 m. Obtém-se assim a geometria representada na figura 4.50.

Com base no modelo de escoras e tirantes exemplificado na figura 4.51, verifica-se as tensões de compressão no betão dos nós CCC e CCT, para além de se dimensionar a armadura necessária.

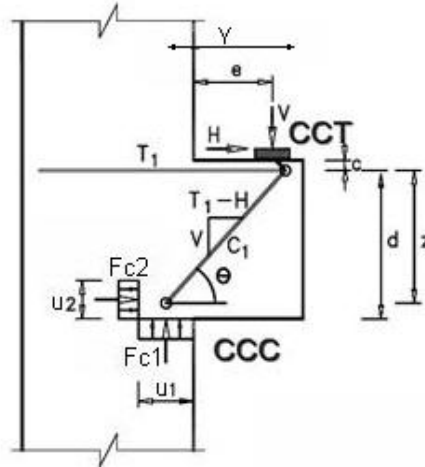


Figura 4.51 – Método das escoras e tirantes aplicado à consola curta do pilar (adaptada de [42])

A medida  $c$  é a distância da face superior do betão da consola até ao centro da armadura, e o seu valor é:

$$c = \text{rec} + \phi_{\text{est}} + \frac{\phi}{2} = 0,04 \text{ m} \quad (156)$$

Desse modo

$$e = a - a_2 - \frac{1}{3} \cdot a_1 = 0,122 \text{ m} \quad (157)$$

Admitindo que a carga concentrada corresponde à resultante de um diagrama triangular de pressões sobre o apoio.

O primeiro passo é determinar as dimensões do nó CCC de forma a garantir a segurança à compressão do betão no nó, determinando  $u_1$  e  $u_2$ :

$$\sigma_{c,Rd} = k_1 \cdot \nu \cdot f_{cd} = 1,0 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} = 17,6 \text{ MPa} \quad (158)$$

e, consequentemente,

$$\sigma_{c1} = \frac{F_{c1}}{u_1 \cdot b} \leq \sigma_{Rd,max} \rightarrow u_1 = \frac{V}{\sigma_{Rd,max} \cdot b} = 0,005 \text{ m} \quad (159)$$

Deste modo, como se pretende calcular a armadura necessária e necessitamos de verificar as tensões no nó CCT, há que calcular  $F_T$  e  $F_C$  respectivamente. Para tal é necessário calcular alguns parâmetros, assim:

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{V_{Ed}}{H_{Ed}} = 5; \operatorname{tg} \beta = \frac{c}{c_1} \Leftrightarrow c_1 = 0,008 \text{ m} \quad (160)$$

$$Y = e + \frac{u_1}{2} + c_1 = 0,119 \text{ m} \quad (161)$$

Para se saber o valor de  $F_{c2}$  e de  $Z$ ,  $u_2$  deve ser calculado de forma iterativa.

Primeira iteração:

$$Z' = 0,8 \cdot d = 0,12 \text{ m}; F_{c2}' = \frac{F_{c1}}{\operatorname{tg} \theta} = F_{c1} \cdot \frac{Y}{Z'} = 30,5 \text{ kN} \quad (162)$$

$$\sigma_{c2} = \frac{F_{c2}'}{u_2' \cdot b} \leq \sigma_{Rd,max} \rightarrow u_2' = \frac{F_{c2}'}{\sigma_{Rd,max} \cdot b} = 0,005 \text{ m} \quad (163)$$

Segunda iteração:

$$Z'' = d - \frac{u_2'}{2} = 0,148 \text{ m}; F_{c2}'' = \frac{F_{c1}}{\operatorname{tg} \theta} = F_{c1} \cdot \frac{Y}{Z''} = 24,8 \text{ kN}; u_2'' = \frac{F_{c2}''}{\sigma_{Rd,max} \cdot b} = 0,004 \text{ m} \quad (164)$$

Terceira iteração:

$$Z''' = d - \frac{u_2''}{2} = 0,148 \text{ m}; F_{c2}''' = \frac{F_{c1}}{\operatorname{tg} \theta} = F_{c1} \cdot \frac{Y}{Z'''} = 24,8 \text{ kN}; u_2''' = \frac{F_{c2}'''}{\sigma_{Rd,max} \cdot b} = 0,004 \text{ m} \quad (165)$$

Admite-se  $Z = 0,148 \text{ m}$  e  $F_{c2} = 24,8 \text{ kN}$ . Assim:

$$F_c = \sqrt{F_{c1}^2 + F_{c2}^2} = 39,5 \text{ kN e } T_1 = H_{Ed} + F_{c2} = 30,9 \text{ kN} \quad (166)$$

O segundo passo é calcular a armadura necessária,

$$A_s = \frac{T_1}{f_{yd}} = 0,71 \text{ cm}^2 \quad (167)$$

E conseqüentemente, escolhem-se 4 $\Phi$ 10 (3,14 cm<sup>2</sup>).

O terceiro passo é verificar as tensões de compressão no nó CCT. Assim calcula-se

$$\theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{Z}{Y}\right) \approx 51^\circ, 2 \quad (168)$$

e

$$x = a_1 \cdot \operatorname{sen} \theta = 0,08 \text{ m} \quad (169)$$

de modo a obter,

$$\sigma_c = \frac{F_c}{x \cdot b} = 1,45 \text{ MPa} \quad (170)$$

enquanto a tensão máxima,

$$\sigma_{c,Rd} = k_2 \cdot \nu \cdot f_{cd} = 1,0 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} = 15,0 \text{ MPa} \quad (171)$$

A tensão é assim verificada por larga margem.

A pormenorização das armaduras na consola curta deve seguir o esquema apresentado na figura 4.52, em que a armadura principal é pormenorizada em forma de laço, pois a amarração torna-se mais eficiente. A pormenorização virá detalhadamente na zona dos anexos (anexo A-13).

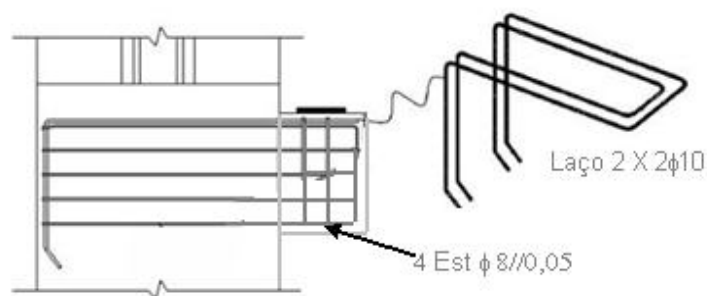


Figura 4.52 – Esquema de armaduras na consola curta

Na direcção Y:

Esta direcção é em tudo semelhante à direcção anterior, desse modo e evitando repetir explicações, apenas se vai colocar os usados no dimensionamento da consola curta. Nesta fase e nesta direcção a consola suporta o peso próprio da viga e da laje, uma camada de betão complementar e uma sobrecarga de valor  $1 \text{ kN/m}^2$ . Deste modo:

Peso próprio da viga:

$$b \cdot h \cdot \gamma = 5,25 \text{ kN/m} \quad (172)$$

Peso próprio da laje:

$$21,5 \text{ kN/m} \quad (173)$$

Camada de betão complementar:

$$L_{inf} \cdot e \cdot \gamma = 6,90 \text{ kN/m} \quad (174)$$

$$1 \text{ kN/m}^2 \cdot L_{\text{inf}} = 2,82 \text{ kN/m} \quad (175)$$
$$V_{Ed} = \frac{(1,35 \cdot CP + 1,5 \cdot SC) \cdot L_{viga}}{2} = 140,0 \text{ kN} \quad (176)$$
$$H_{Fd} = 0,2 \cdot V_{Fd} = 28,0 \text{ kN} \quad (177)$$
$$a_1 = \frac{V_{Ed}}{b_1 \cdot f_{Rd}} = \frac{V_{Ed}}{b_1 \cdot 0,40 \cdot f_{cd}} = 0,11\text{m} \quad (178)$$
$$a = a_1 + a_2 + a_3 + \sqrt{\Delta a_2^2 + \Delta a_3^2} = 0,165 \text{ m} \quad (179)$$
[illegible]

Tal como na direcção X a altura da consola,  $h$  é obrigatoriamente 0,19 m. Obtém-se assim a geometria representada na figura 4.54.

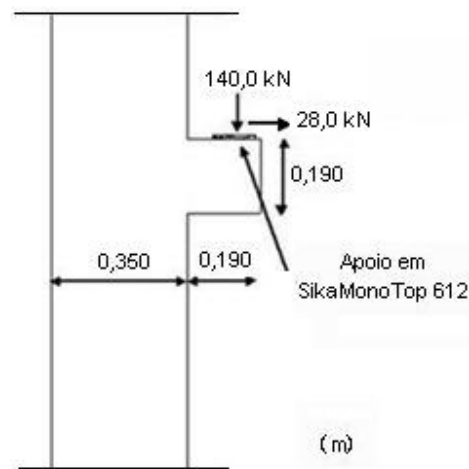


Figura 4.54 – Corte na zona do pilar e da consola curta na direcção Y

Para a medida  $c$  mantém o valor 0,04 m, bem como  $d = 0,15$  m e

$$e = a - a_2 - \frac{1}{3} \cdot a_1 = 0,128 \text{ m} \quad (180)$$

As tensões de compressão resistentes no nó CCC são iguais

$$\sigma_{c,Rd} = 17,6 \text{ MPa} \quad (181)$$

e, consequentemente,

$$u_1 = \frac{F_{c1}}{\sigma_{Rd,max} \cdot b} = 0,02 \text{ m} \quad (182)$$

Calcula-se  $T_1$  e  $F_c$  tal como na direcção anterior e como a proporção  $\frac{V_{Ed}}{H_{Ed}}$  e  $c$  se mantém, o valor

de  $c_1$  é igual (0,008 m), alterando-se apenas  $Y$ .

$$Y = e + \frac{u_1}{2} + c_1 = 0,147 \text{ m} \quad (183)$$

Primeira iteração:

$$Z' = 0,8 \cdot d = 0,12 \text{ m}; F_{c2}' = \frac{F_{c1}}{\tan \theta} = F_{c1} \cdot \frac{Y}{Z'} = 157,5 \text{ kN} \quad (184)$$

$$\sigma_{c2} = \frac{F_{c2}'}{u_2' \cdot b} \leq \sigma_{Rd,max} \rightarrow u_2' = \frac{F_{c2}'}{\sigma_{Rd,max} \cdot b} = 0,026 \text{ m} \quad (185)$$

Segunda iteração:

$$Z'' = d - \frac{u_2'}{2} = 0,14 \text{ m}; F_{c2}'' = \frac{F_{c1}}{\tan \theta} = F_{c1} \cdot \frac{Y}{Z''} = 137,6 \text{ kN}; u_2'' = \frac{F_{c2}''}{\sigma_{Rd,max} \cdot b} = 0,022 \text{ m} \quad (186)$$

Terceira iteração:

$$Z''' = d - \frac{u_2''}{2} = 0,14 \text{ m}; F_{c2}''' = \frac{F_{c1}}{\tan \theta} = F_{c1} \cdot \frac{Y}{Z'''} = 136 \text{ kN e } u_2''' = \frac{F_{c2}'''}{\sigma_{Rd,max} \cdot b} = 0,004 \text{ m} \quad (187)$$

Após o processo iterativo:  $u_2 = 0,004 \text{ m}$ ,  $Z = 0,14 \text{ m}$  e  $F_{c2} = 136 \text{ kN}$ . Assim

$$F_c = 195,2 \text{ kN e } T_1 = 28 + 136 = 164 \text{ kN} \quad (188)$$

A armadura necessária é

$$A_s = \frac{T_1}{f_{yd}} = \frac{1647}{43,5} = 3,77 \text{ cm}^2 \quad (189)$$

E deste modo a escolha recai em  $4\Phi 12$  ( $4,52 \text{ cm}^2$ ).

O terceiro passo é verificar as tensões de compressão no nó CCT. Assim calcula-se

$$\theta = \arctg\left(\frac{Z}{Y}\right) \cong 45^\circ,8 \quad (190)$$

e

$$x = a_1 \cdot \sin \theta = 0,08 \text{ m} \quad (191)$$

de modo a obter,

$$\sigma_c = \frac{F_c}{x \cdot b} = 7,1 \text{ MPa} \quad (192)$$

enquanto a tensão máxima,

$$\sigma_{c,Rd} = k_2 \cdot \nu \cdot f_{cd} = 1,0 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} = 15,0 \text{ MPa} \quad (193)$$

A tensão é assim verificada.

À semelhança da pormenorização na direcção X o esquema apresentado na figura 4.55, serve apenas de referência, uma vez que a pormenorização está detalhada no anexo A-11.

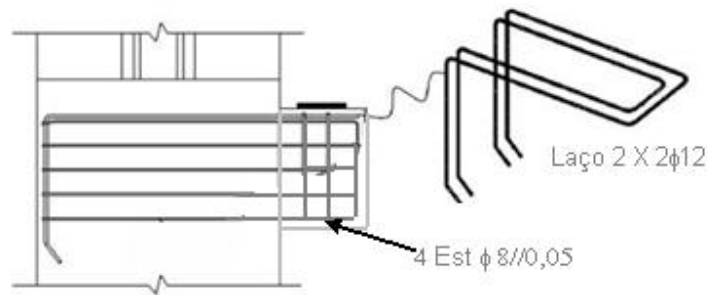


Figura 4.55 – Esquema de armaduras na consola curta

- Dente da Viga

Após as considerações do capítulo 3, existem modelos excluídos à partida, ou por não resistirem a forças horizontais e estarem sujeitos a uma elevada fendilhação na zona do dente, ou pelas forças em questão serem de baixa intensidade. Deste modo restam dois modelos e, segundo Silva [1], existe um modelo mais económico, que corresponde ao representado na figura 4.56.

Na direcção X:

Figura 4.56 – Modelo de cálculo utilizado no dimensionamento (extraída de [3])

Geometria da peça, vem:

$$d_1 = h - \left( \text{rec} + \phi_{\text{est}} + \frac{\phi}{2} \right) = 0,16 \text{ m}; z \cong 0,9 \cdot d = 0,90 \cdot \left[ h - \left( \text{rec} + \phi_{\text{est}} + \frac{\phi}{2} \right) \right] = 0,32 \text{ m} \quad (194)$$

$$z_1 \cong 0,8 \cdot d_1 = 0,13 \text{ m}; z_2 = z - z_1 = 0,20 \text{ m} \quad (195)$$

$$x_1 = a - a_3 - \Delta a_3 - \frac{1}{3} a_1 + \text{rec} + 0,05 = 0,20 \text{ m}; x_2 = 0,2 \cdot \cotg \theta = 0,35 \text{ m} \quad (\cotg 30^\circ) \quad (196)$$

Com base nos valores acima referidos e no carregamento ( $V_{Ed}=30,8\text{kN}$ ;  $H_{Ed}=6,2\text{kN}$ ) que actua no dente da viga, a armadura em cada tirante é dada na tabela 4.28:



	$T_1 \left( v \cdot \frac{x_1}{z_1} + H \right)$	$T_2 \left( T_3 \cdot \frac{z_2}{x_2} \right)$	$T_3 \left[ \frac{(T_1 \cdot z_1 + V \cdot x_2)}{z} \right]$	$T_4 (V)$
Forças (kN)	52,2	29,9	52,7	30,0
Áreas (cm <sup>2</sup> )	1,21	0,69	1,21	0,69

Tabela 4.28 – Armadura necessário em cada zona do dente na direcção X

Na direcção Y:

O modelo de dimensionamento e a geometria da peça excepto a dimensão

$$x_1 = a - a_3 - \Delta a_3 - \frac{1}{3}a_1 + rec + 0,05 = 0,21 \text{ m} \quad (197)$$

são iguais à direcção X. Devido às características do edifício as forças que actuam no dente são diferentes ( $V_{Ed}=140,0\text{kN}$ ;  $H_{Ed}=28, \text{ kN}$ ), e como tal a armadura em cada tirante é a que consta na tabela 4.29:

	$T_1 \left( v \cdot \frac{x_1}{z_1} + H \right)$	$T_2 \left( T_3 \cdot \frac{z_2}{x_2} \right)$	$T_3 \left[ \frac{(T_1 \cdot z_1 + V \cdot x_2)}{z} \right]$	$T_4 (V)$
Forças (kN)	261,1	143,2	252,6	140,0
Áreas (cm <sup>2</sup> )	6,00	3,29	5,81	3,22

Tabela 4.29 – Armadura necessário em cada zona do dente e respectivos comprimentos

A pormenorização em ambas as direcções será apresentada na zona no anexo A-11 e A-13.

#### FASE DEFINITIVA

A solução para a ligação entre a viga e o pilar na fase definitiva recaiu na ligação com recurso a emendas mecânicas, ligação desenvolvida por Reis [7]. A continuidade nas armaduras é conseguida através de emendas mecânicas e para as armaduras inferiores também por injeção de uma bainha com calda de cimento.

As soluções para a continuidade dos varões diferem conforme se trata da armadura superior ou inferior. A armadura superior é colocada em obra sendo a viga posteriormente completada na operação de betonagem complementar do pavimento, não existindo por isso um aumento de operações, sendo a espessura da camada complementar do pavimento aproveitada para incrementar a altura útil da viga. A armadura inferior é colocada num negativo realizado por uma bainha de pré-esforço, que viabiliza a operação de ligação do varão à emenda mecânica, sendo a bainha posteriormente injectada com calda de cimento. Neste sistema são previstas janelas para o manuseamento da armadura inferior da viga [7].

Para se dimensionar a ligação nesta fase, utilizam-se os esforços de flexão obtidos da análise efectuada com o programa SAP 2000 ®. A armadura da viga, que vai efectuar a união ao pilar, foi calculada automaticamente pelo programa de cálculo.

Esta ligação está pormenorizada com detalhe nos anexos A-12 e A-14.

## Viga – Laje

### FASE PROVISÓRIA

Na figura 4.57 representam-se duas das fases, que constituem a montagem de pavimentos de lajes alveoladas. Refira-se que a elevação é muito idêntica à efectuada para os outros tipos de elementos pré-fabricados. Na figura 4.58 podem observar-se os diferentes detalhes de uma prancha de laje alveolar.



Figura 4.57 – Elevação e posicionamento de pranchas alveoladas (extraída de [43])

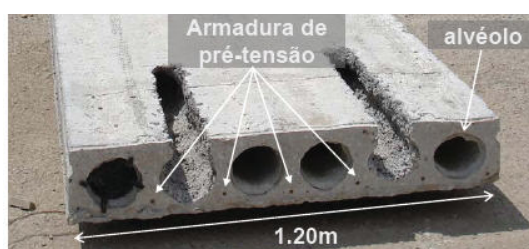


Figura 4.58 – Prancha pré-fabricada (extraída de [44])

Para efeitos de pré-dimensionamento, e tendo em atenção a necessidade de se assegurar uma camada de compressão capaz de acomodar a armadura superior, a espessura da laje considerada é de 154 + 50 mm. É de notar que, apesar de esta ter uma espessura ligeiramente superior à da de uma laje betonada *in situ* para o mesmo vão, esta solução é mais “leve”, devido aos aligeiramentos existentes na laje. A eficiência desta solução é mais evidente para vãos maiores, como é o caso da zona com 10,4 m de vão nas caves.

Durante a fase construtiva deve ser verificada a segurança à rotura e o comportamento em serviço da laje através de modelos apropriados, sem esquecer que apenas a secção de betão pré-fabricado está a resistir e que todas as ligações laje – viga são consideradas rotuladas. Os painéis de laje encontram-se simplesmente apoiados no cachorro das vigas sendo o vão máximo a vencer de cerca 5,50 m. O modelo considerado para efeitos de dimensionamento é simplesmente apoiado o qual, é justificado pela inexistência de continuidade nos apoios durante esta fase.



Figura 4.59 – Fases que constituem a montagem de um pavimento com pranchas alveoladas (extraída de [44])

Nesta ligação de apoio simples, a laje posicionada sobre uma viga de betão pré-fabricado, a qual poderá ser de secção rectangular ou ter abas laterais para reduzir a altura total do pavimento, ou ser constituída por perfis metálicos, como se ilustra na figura 4.60.

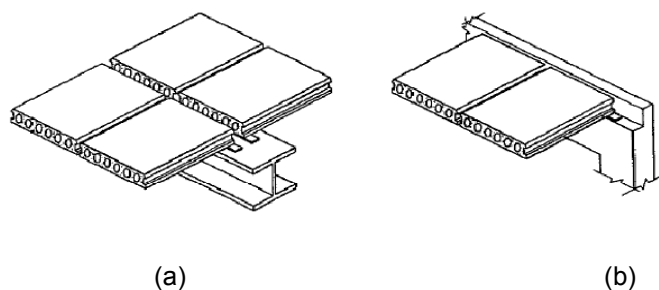


Figura 4.60 – Ligação laje - viga: (a) viga metálica, (b) viga com abas laterais (extraída de [6])

A laje é assente sobre uma camada fina de argamassa ou sobre um aparelho de apoio de neoprene, de modo a existir uma uniformização das tensões de contacto [6]. A largura do apoio deve ser suficiente para resistir às cargas verticais e permitir acomodar as tolerâncias dimensionais da viga e da laje recomendando-se um valor mínimo de 75 mm. As juntas longitudinais entre os painéis são preenchidas com betão aquando da betonagem do betão complementar devendo incluir armaduras para ligação às vigas.

#### *FASE DEFINITIVA*

Na fase definitiva, a ligação entre a viga e a laje pode ocorrer com betonagem da zona superior da viga, e com betonagem de uma lâmina complementar da laje em simultâneo.

Deste modo, nos anexos A-12 e A-14 é pormenorizada a ligação, onde se observa a armadura da viga e a espessura da laje escolhida e nos anexos A-02 a A-04 observam-se os alvéolos rasgados.

## **5 SÍNTESE, CONCLUSÕES E FUTURAS LINHAS DE INVESTIGAÇÃO**

### **5.1 SÍNTESE**

O presente trabalho, tendo como caso de estudo a concepção e projecto de um edifício de habitação em estrutura pré-fabricada, baseou-se na compreensão dos fenómenos que estão relacionados com a concepção, o dimensionamento e a pormenorização de estrutura pré-fabricada em betão para edifício de habitação e comércio.

Em primeiro lugar e antes de se começar a fase de projecto e concepção, foi necessário aprender e aprofundar os conhecimentos relacionados com a pré-fabricação em betão armado. Sendo este um tema muito vasto, existiu desde o início a necessidade de seleccionar e sintetizar toda a informação disponível. Refira-se que esta fase nunca esteve concluída, foi sempre uma fase dinâmica e de aprendizagem pois, com o evoluir da dissertação, apareciam sempre artigos ou documentos importantes ou mais actuais relacionados com o tema.

Depois de se estruturar a organização dos capítulos e de se aprofundar as particularidades da construção e do projecto de uma estrutura pré-fabricada em betão armado (capítulos 2 e 3), entrou-se finalmente no capítulo mais importante e mais vasto relativo à aplicação dos conhecimentos ao caso de estudo. A primeira fase iniciou-se com a definição de todos os materiais, acções e com pré-dimensionamento de todos os elementos necessários para uma correcta definição da estrutura, sempre respeitando o projecto de arquitectura fornecido. Depois de efectuadas as verificações à fiabilidade do modelo numérico, foi escolhido um pilar (um dos pilares de bordo, P1), a sapata correspondente e todas as vigas que apoiavam no pilar, para se poderem dimensionar os elementos.

Na parte final do capítulo escolheu-se uma ligação de cada tipo: a ligação pilar-fundação disponível, uma ligação pilar-pilar (entre os pisos 0 e 1), uma ligação viga-pilar (nas direcções X e Y, no piso 1) e uma ligação viga-laje (no piso 1), para serem dimensionadas e pormenorizadas tanta para a fase provisória como para a fase definitiva. Neste capítulo apresentaram-se os modelos de cálculo e esboços de pormenorizações, as quais são apresentadas com maior detalhe nos anexos deste trabalho.

## 5.2 CONCLUSÕES

Actualmente com estruturas pré-fabricadas em betão armado é possível apresentar soluções com elevado valor estético, eficientes estruturalmente e economicamente vantajosas.

As classes de resistência dos betões utilizados no fabrico das peças pré-fabricadas e o recurso a processos tecnologicamente mais evoluídos possibilitam uma maior qualidade e durabilidade nas construções. Simultaneamente, a pré-fabricação permite uma garantia extra da qualidade, ao rejeitar peças defeituosas (nas construções betonadas *in situ*, tal não é possível). A diminuição dos prazos de construção impostos e o crescente aumento do custo de mão-de-obra fará com que a pré-fabricação venha a ser cada vez mais a solução economicamente vantajosa.

No dimensionamento dos elementos pré-fabricados e das suas ligações, uma das principais dificuldades é a escolha adequada do modelo estrutural. Esta dificuldade, juntamente com a necessidade de um projecto mais rigoroso e pormenorizado, exige um maior esforço da parte dos projectistas. Porém, se existir uma boa coordenação entre empresas de pré-fabricação, projectistas e empreiteiros, para além da rapidez de execução podem-se obter soluções versáteis e económicas que competem com as construções realizadas *in situ*.

O presente trabalho apresenta-se como uma síntese das soluções disponíveis para a implementação da pré-fabricação na construção de edifícios. Apresentaram-se as soluções mais correntes para lajes, vigas, pilares e fundações e foram dimensionadas e pormenorizadas algumas das soluções possíveis para as ligações.

Com base na estrutura de um edifício na zona de Lisboa foi estudada e apresentada a implementação de uma solução com pré-fabricação que assegurasse características de resistência e ductilidade semelhantes à estrutura base concebida como uma solução *in situ*. Constatou-se que seria uma solução viável e certamente traria vantagens em termos de qualidade, tempo de construção e economia (está por provar, mas seria interessante num trabalho futuro, fazer um estudo económico desta solução).

Deste modo conclui-se que a concepção das estruturas pré-fabricadas deve ser pensada para se obter o máximo das vantagens que esta técnica possibilita e abandonar as ideias pré-concebidas do passado, uma vez que a construção pré-fabricada em betão armado, se apresenta como uma solução fiável e viável, tanto para o presente, como para o futuro da construção de edifícios.

### **5.3 FUTURAS LINHAS DE INVESTIGAÇÃO**

Este trabalho ao apresentar uma vertente muita acentuada de pesquisa e compilação de informação poderá servir de base a trabalhos de índole analítica e experimental, em que cada ligação apresentada poderá constituir um tema, de uma futura dissertação.

Analiticamente, seria importante o desenvolvimento de metodologias de cálculo simples que possibilitassem um dimensionamento expedito e seguro das estruturas pré-fabricadas, tendo sempre em contas as múltiplas vantagens e desvantagens associadas a este método.

Experimentalmente, seria interessante desenvolver trabalhos, em que a existência de protótipos de ligações seria alvo de um estudo aprofundado, de modo a obterem-se modelos de dimensionamento menos conservativos e mais exactos. Outro trabalho que enriqueceria o conhecimento destas estruturas pré-fabricadas em betão armado, seria criar um ensaio de um edifício totalmente pré-fabricado, a uma escala adequada, quando submetido simultaneamente a acções verticais e horizontais.

Para além das questões referidas anteriormente e uma vez que as ligações são o elemento principal das estruturas pré-fabricadas, seria um desafio útil a criação de uma base de dados onde se apresentassem as compatibilidades, incompatibilidades e características principais dos vários materiais de construção, utilizados nas ligações, de modo a facilitar o dimensionamento, a concepção e a pormenorização das ligações. Esta base de dados, seria actualizada permanentemente com novos resultados obtidos por via analítica e experimental.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Silva, António M.S. (1998). *Ligações entre Elementos Pré-Fabricados de Betão*. Lisboa. Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia de Estruturas – UTL-IST.
- [2] El Debs, M.K (2000). *Concreto pré-moldado: Fundamentos e Aplicações*. São Carlos. Projeto REENGE- EESC-USP.
- [3] Lúcio, Válder J.G (2000). *Ligações pré-fabricadas para Edifícios*. Lisboa. Curso Pré-Fabricação IST 2000.
- [4] Proença, Jorge M.S.F.M. (1996). *Comportamento Sísmico de Estruturas Pré-Fabricadas e Desenvolvimento de um Sistema Reticulado Contínuo*. Lisboa. Tese para a obtenção de Doutor em Engenharia Civil – UTL-IST.
- [5] Ferreira, João P.J.G. (Julho de 2001). *Caracterização Estrutural do Betão Reforçado com Fibras de Vidro (GRC) – Aplicação a Torres de Telecomunicações*. Lisboa. Tese para a obtenção de Doutor em Engenharia Civil – UTL-IST.
- [6] Santos, Pompeu (1983). *Comportamento de Ligações de Estruturas Pré-Fabricadas de Betão*. Tese para a obtenção de especialidade no LNEC.
- [7] Reis, Pedro S.R. (2000). *Ligação Contínua Viga - Pilar em estruturas Pré-moldadas de betão*. Lisboa. Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia de Estruturas – UTL- IST.
- [8] Romba, João F.D. (2002). *Caracterização experimental do comportamento Sísmico de um Sistema de Estruturas Pré-moldadas em Betão Armado*. Lisboa. Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia de Estruturas – UTL-IST.
- [9] Nakaki et al.(March-April 1999). *An Overview of the PRESSS Five Story Precast Test Building*. PCI Journal
- [10] FIB (2008). Bulletin 43: *Structural connections for Precast Concrete Buildings* Fédération Internationale du Béton. Laussane.
- [11] FIP (1994). *Planning and Design Handbook on Precast Building Structures*. Fédération Internationale de la Précontrainte. Londres.
- [12] Park, Robert (September-October 2002). *Seismic Design and Construction of Precast Concrete Buildings in New Zealand*. PCI Journal.
- [13] EN 1992-1-1 (December 2004) – *Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for buildings*. CEN.



- [14] EN 1998-1 (December 2004) – *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. CEN.
- [15] *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado*. Decreto-Lei nº 349-C/83 de 30 de Julho.
- [16] *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*. Decreto-Lei nº 235/83 de 31 de Maio.
- [17] Marreiros, Rui P.C. (2008). *Comportamento de edifícios altos construídos com estrutura parede pré-fabricada*. 2º Congresso Nacional da Pré-Fabricação em Betão, ANIPB, Lisboa.
- [18] Carvalho, E. C. (Setembro de 2007) – *Anexo Nacional do Eurocódigo 8 Consequências para o dimensionamento sísmico em Portugal*. Porto. 7º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica - Sísmica 2007, FEUP.
- [19] Proença, J. (Fevereiro de 2006). *Comportamento Sísmico de Estruturas Pré-Fabricadas – Implicações do Eurocódigo 8*. Construção em Betão Pré-Fabricado – um desafio para o futuro, Seminário OE.
- [20] Lúcio, V. J. G.; Santiago, A. (1996): *Solução pré-fabricada para um edifício de grandes vãos*. Congresso de Betão Estrutural 96. Lisboa.
- [21] Ebeling, Eimair B. (2006). *Análise da base de pilares pré-moldados na ligação com cálice de fundação*. São Carlos. Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia de Estruturas – EESC-USP.
- [22] Pagani C.; Zambelli S. (June 2006). *Structural Frame for Multi-storey Precast Buildings*. Naples. Fib – Proceedings of the 2<sup>nd</sup> International Congress.
- [23] Pampanin, Stefano (December 2003). *Alternative design philosophies and seismic response of precast concrete buildings*. Fib Journal Structural Concrete.
- [24] Reis, Pedro S.R.; Lúcio, Valter J.G (2002). *Beam – Column Connection for Precast Concrete Structures in Seismic Regions*. Istanbul. BIBM 17th International Congress of the Precast Concrete Industry.
- [25] Hussein, Abdul S. (February 2005). *The influence of the connection characteristics on the seismic performance of precast concrete structures*. Delft. MSC, thesis – TU-Delft.
- [26] Pampanin, Stefano (June 2005). *Analytical Modelling of the Seismic Behaviour of Precast Concrete Frames Designed with Ductile Connections*. Journal of Earthquake Engineering, Vol. 5, Nº 3.
- [27] Pampanin, Stefano (June 2005). *Emerging Solutions for High Seismic Performance of Precast/Prestressed Concrete Buildings*. Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 3, Nº 2.

- [28] Albarran, Eduardo G. (Outubro de 2008). *Construção com elementos Pré-fabricados em Betão Armado – Adaptação de uma Solução Estrutural “in situ” a uma Solução Pré-fabricada*. Lisboa. Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil – UTL-IST.
- [29] EN 1991-1-1 (April 2002) – *Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-1: General actions-Densities, self-weight, imposed loads for buildings*. CEN.
- [30] EN 1991-1-4 (June 2004) – *Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-4: General actions-Wind actions*. CEN.
- [31] EN 1990 (April 2002) – *Eurocode 0: Basis of structural design*. CEN.
- [32] EN 1997-1-1 (November 2004) – *Eurocode 7: Geotechnical Design – Part 1-1: General Rules*. CEN.
- [33] Lúcio, Válder J.G (2006). *Acetatos de apoio às aulas teóricas de Estruturas de Betão Armado*.
- [34] Documento de Homologação (Dezembro de 1999) – Premolde-LAP: *Pavimentos aligeirados de pranchas prefabricadas de betão pré-esforçado*. Secil PreBetão- Prefabricados de Betão S.A.
- [35] Especificação do LNEC E 464:2005 (2005). *Betões. Metodologia prescritiva para uma vida útil de projecto de 50 e de 100 anos face às acções ambientais*. Lisboa.
- [36] Lúcio, Válder J.G; Silva, António M.S (Maio de 2000). *Design and detailing of footings for precast concrete structures*. The Second International Symposium on Prefabrication; Helsínquia, Finlândia.
- [37] Ebeling, Eimair B.; El Debs, Mounir K.; Lúcio, Válder J.G. (Março de 2008). *Estudo sobre o punçoamento em ligações pilar - fundação por meio de cálice em estruturas de betão pré-fabricado*. 2º Congresso Nacional da Pré-Fabricação em Betão, ANIPB, Lisboa.
- [38] Catálogo da B.S.Itália. *Connessioni antisismiche*.
- [39] Reguengo, Romeu.; Lúcio, Válder J.G.; Chastre, Carlos (Março 2008). *Ligação Pilar – Fundação com Armaduras Salientes do Pilar, em Estruturas Pré-Fabricadas*. 2º Congresso Nacional da Pré-Fabricação em Betão, ANIPB, Lisboa.
- [40] Sika Grout (Julho de 2007). *Ficha de Produto*. Nº de identificação 6.10, versão 9.
- [41] Catálogo da Philipp Group. *Sistemas de transporte e de montagem para a indústria de pré-fabricados em betão*.
- [42] Ramos, António P. (Setembro de 2006). *Acetatos de apoio às aulas de Estruturas Betão Armado II*.
- [43] Elliott, Kim S. (November 2006). *The Design and Construction of Precast Concrete Structures – Concepts*. Lisbon. Lectures course and frame design workshop UTL-IST.

[44] Lúcio, Válder J.G. (Novembro de 2006). *Projecto de Pavimentos de Lajes Alveoladas*. Lisboa. Seminário especializado sobre estruturas Pré-fabricadas de betão (UTL-IST).

## **ANEXOS**